



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA

Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

Diseño estructural del puente para la reposición del paso superior situado en el kilómetro 383,2 de la línea ferroviaria 330 del Corredor Mediterráneo. Término municipal de Caudete (Valencia).

Trabajo Fin de Máster

Máster Universitario en Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos

AUTOR/A: Martínez Mello-Costa, Bruno

Tutor/a: Insa Franco, Ricardo

Cotutor/a: Alcalá González, Julián

CURSO ACADÉMICO: 2025/2026

01. MEMORIA

ÍNDICE

1.	OBJETO	1
2.	ANTECEDENTES.....	1
2.1.	CONTEXTO GENERAL DE LA ACTUACIÓN	1
2.2.	ANTECEDENTES TÉCNICOS Y ADMINISTRATIVOS	1
2.3.	INTEROPERABILIDAD.....	2
2.4.	PROBLEMÁTICA DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE	2
2.5.	SOLUCIÓN PREVISTA EN EL PROYECTO ORIGINAL Y CONDICIONANTES DE OBRA	2
3.	CONDICIONANTES DE INTEROPERABILIDAD	3
3.1.	MARCO NORMATIVO Y DATOS DE PARTIDA	3
3.2.	COMPROBACIÓN DEL GÁLIBO VERTICAL.....	3
3.3.	ELECTRIFICACIÓN Y GÁLIBO DE PANTÓGRAFO.....	3
3.4.	DISTANCIA HORIZONTAL A OBSTÁCULOS.....	3
3.5.	ENTREEJE Y LUZ LIBRE HORIZONTAL	3
3.6.	CONDICIONANTES FINALES	3
4.	ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	4
4.1.	INFORMACIÓN DISPONIBLE	4
4.2.	GEOLOGÍA, ESTRATIGRAFÍA Y PERFIL GEOTÉCNICO.....	4
4.3.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	4
4.4.	NIVEL FREÁTICO, EXCAVABILIDAD Y AGRESIVIDAD	4
4.5.	CIMENTACIONES Y ASIENTOS	5
5.	ESTUDIO DE SOLUCIONES	5
5.1.	CONDICIONANTES DE PARTIDA.....	5
5.2.	ANÁLISIS DE TIPOLOGÍAS	5
5.3.	COMPARACIÓN ENTRE VIGAS ARTESA Y VIGAS DOBLE T	5
5.4.	ALTERNATIVAS ESTUDIADAS	6
5.5.	CRITERIO ECONÓMICO Y PLAZO	6
5.6.	ANÁLISIS MULTICRITERIO.....	6
6.	CÁLCULO ESTRUCTURAL	7
6.1.	GEOMETRÍA DE LA SOLUCIÓN.....	7
6.2.	VIGAS PREFABRICADAS Y PRETENSADO.....	7
6.3.	PRELOSAS Y LOSA SUPERIOR	7
6.4.	APOYOS Y JUNTAS.....	7
6.5.	ESTRIBOS Y CIMENTACIONES.....	7
6.6.	NORMATIVA, MATERIALES Y BASES DE CÁLCULO.....	8
6.7.	ACCIONES CONSIDERADAS	8
6.8.	COMPROBACIÓN DEL TABLERO.....	9
6.9.	COMPROBACIÓN DE LOS ESTRIBOS	9
6.10.	RESULTADO DEL CÁLCULO ESTRUCTURAL	9
7.	VALORACIÓN ECONÓMICA	9
7.1.	MEDICIONES	9
7.2.	CUADRO DE PRECIOS	9

7.3.	PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL.....	9
7.4.	PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	9
8.	PLANOS	10

Figura 1: Trazado corredor mediterráneo y ubicación tramo La Encina – Alacant Terminal. 1

Figura 2: Paso superior - 383.2 objeto de estudio. Fuente: elaboración propia 2

Figura 3: Sección transversal solución de proyecto. Fuente: Proyecto original 2

Figura 4: Sección transversal PS- 383.2 existente. Fuente: Proyecto original, anejo n2 Cartografía y Topografía..... 3

Figura 5: Alzado alternativa 1. Fuente: Elaboración propia 6

Figura 6: Sección transversal alternativa 1. Fuente: Elaboración propia 6

Figura 7: Detalle viga DT-PRE-150-120B, PRECON. Fuente: Civil eStudio. 7

Figura 8: Disposición de cordones de pretensado en vigas de la estructura. Fuente: Elaboración propia... 7

Figura 9: Vista general del modelo geométrico del estribo. Fuente: Civil eStudio 8

Figura 10: Modelo del tablero para el cálculo de las vigas. Fuente: Civil eStudio 8

Tabla 1: Resumen de ensayos del terreno PS- 383.2 4

Tabla 2: Clasificación final de alternativas. Fuente: Elaboración propia. 6



1. OBJETO

El presente Trabajo Fin de Máster tiene por objeto el estudio y diseño estructural de una nueva solución para la reposición del paso superior PS-383.2, situado en el entorno del PK 383+200 de la Línea 330, dentro de las actuaciones previstas para la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo, subtramo La Encina-Bifurcación Alicante.

La necesidad de actuar sobre la estructura existente deriva de su incompatibilidad con las condiciones geométricas y de interoperabilidad previstas para la futura explotación ferroviaria. A partir de esta situación, el trabajo aborda de forma sucesiva la identificación de los condicionantes de partida, el análisis geotécnico del emplazamiento, el estudio comparativo de posibles soluciones estructurales y la selección de la alternativa más adecuada.

Una vez seleccionada la solución, se desarrolla su definición geométrica y cálculo estructural, incluyendo tablero, vigas prefabricadas, apoyos elastoméricos, estribos y cimentaciones. Finalmente, se realiza una valoración económica de la solución proyectada y se completa su definición mediante la correspondiente documentación gráfica.

El Trabajo Fin de Máster se estructura en ocho documentos, siendo este el primer documento a modo introductorio a los siguientes, cuyo contenido y relación entre ellos se resumen en los apartados siguientes.

2. ANTECEDENTES

El Documento 02 establece el **marco general de la actuación** y permite comprender el origen y la necesidad del presente Trabajo Fin de Máster.

2.1. Contexto general de la actuación

La reposición del paso superior se integra en el *Proyecto de Construcción para la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo. Tramo: Castellbisbal-Murcia. Subtramo: La Encina-Bif. Alicante. Vía y Electrificación*, promovido por ADIF como parte de la adaptación progresiva de la red ferroviaria española a las condiciones de interoperabilidad europeas.

El Corredor Mediterráneo constituye uno de los principales ejes ferroviarios de la Red Transeuropea de Transporte y presenta una elevada importancia tanto para el tráfico de viajeros como para el transporte ferroviario de mercancías. Dentro de este marco, las actuaciones previstas en el subtramo La Encina-Bifurcación Alicante (ver figura 1) comprenden, entre otras, la implantación del ancho estándar, la adaptación de la infraestructura a trenes interoperables y la modificación de aquellos elementos existentes incompatibles con las nuevas condiciones de explotación.



Figura 1: Trazado corredor mediterráneo y ubicación tramo La Encina – Alacant Terminal.

Fuente: GEOTREN- El Corredor Mediterráneo al detalle 2020

El proyecto se desarrolla además sobre una infraestructura ferroviaria existente y en servicio, circunstancia que condiciona de forma importante tanto el diseño de las actuaciones como sus procedimientos constructivos.

2.2. Antecedentes técnicos y administrativos

En este documento se recoge el origen del proyecto constructivo y la documentación técnica que sirve de base para el desarrollo del TFM. Se parte de los estudios realizados para la implantación del ancho estándar y de los diferentes documentos del proyecto original relativos a trazado, interoperabilidad, estructuras, geotecnia y condiciones de explotación.

Dentro del análisis de las estructuras existentes se identifica el PS-383.2 (ver figura 2) como una estructura cuya geometría no resulta compatible con las condiciones previstas para la nueva plataforma ferroviaria.



Figura 2: Paso superior - 383.2 objeto de estudio. Fuente: elaboración propia

La estructura existente dispone de un tablero de vigas desarrollado en cuatro vanos y apoyado sobre pilas intermedias y estribos laterales. La presencia de estos elementos dentro de la zona de influencia de la plataforma ferroviaria limita el espacio disponible para la implantación de la futura configuración ferroviaria.

2.3. Interoperabilidad

Como primera aproximación, el Documento 02 identifica los principales requisitos derivados de las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad: gálibos ferroviarios, distancias mínimas a obstáculos, geometría de vía, electrificación y condiciones de seguridad asociadas a elementos estructurales próximos a las vías.

Este análisis preliminar permite establecer que la problemática del PS-383.2 no deriva únicamente del gálibo vertical, sino también de su configuración transversal y de la posición de las pilas y estribos respecto a los futuros ejes ferroviarios.

Las comprobaciones se desarrollan con mayor detalle posteriormente en el **Documento 03. Condicionantes de interoperabilidad.**

2.4. Problemática de la estructura existente

La combinación de una altura libre reducida y de apoyos estructurales situados próximos a las vías hace que la estructura existente constituya un punto incompatible con las condiciones futuras de explotación.

El problema no puede resolverse únicamente mediante pequeños ajustes de trazado o rasante, ya que la propia configuración estructural limita el espacio disponible. Por este motivo se plantea la sustitución completa del paso superior.

El criterio general para la nueva solución consiste en liberar la sección ferroviaria condicionante, evitando la presencia de elementos estructurales dentro de la envolvente requerida para las vías.

2.5. Solución prevista en el proyecto original y condicionantes de obra

El proyecto constructivo original plantea un nuevo paso superior de un único vano formado por tres vigas artesa prefabricadas de 1,50 m de canto y 28 m de luz, apoyadas sobre estribos cerrados (ver figura 3). Esta configuración elimina los apoyos intermedios sobre la plataforma ferroviaria y permite cumplir los requisitos geométricos de la nueva infraestructura.

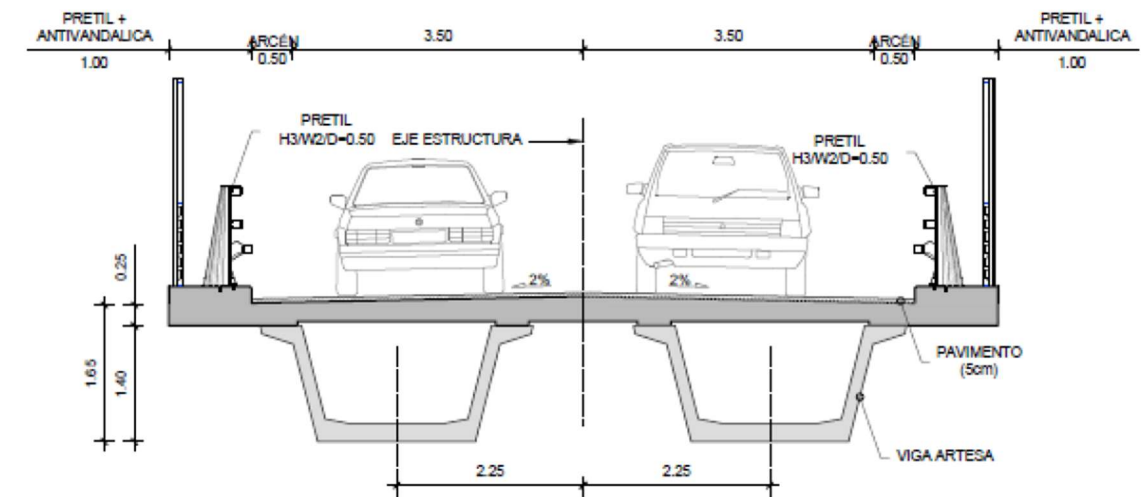


Figura 3: Sección transversal solución de proyecto. Fuente: Proyecto original

Sin embargo, uno de los condicionantes que motiva el desarrollo del presente TFM es la diferencia existente entre las condiciones de ejecución inicialmente previstas y las disponibles durante la fase de obra.

Durante la redacción del proyecto se consideraron bandas de mantenimiento ferroviario nocturnas de hasta cinco horas. En las condiciones reales previstas para la ejecución del paso superior, estas ventanas se reducen aproximadamente a dos horas. Esta circunstancia incrementa la importancia de reducir la duración y complejidad de las operaciones desarrolladas sobre la vía, especialmente las maniobras de transporte e izado de las vigas prefabricadas.

De este modo, el Documento 02 establece la justificación del TFM: estudiar si existen alternativas a la solución original capaces de mantener el cumplimiento normativo y funcional y, al mismo tiempo, resultar favorables desde el punto de vista constructivo y económico.

3. CONDICIONANTES DE INTEROPERABILIDAD

El Documento 03 analiza específicamente los **requisitos ferroviarios y geométricos** que debe cumplir la nueva estructura.

3.1. Marco normativo y datos de partida

Para el estudio se toma como principal referencia el Anejo nº 31 de Interoperabilidad del proyecto constructivo, complementado con las ETI de Infraestructura y Energía, la Instrucción Ferroviaria de Gálidos, la UNE-EN 15273 y la normativa específica de ADIF relativa a pasos superiores.

Se analiza la configuración prevista para la Línea 330, considerando la futura implantación de ancho mixto y la compatibilidad tanto con ancho ibérico de 1.668 mm como con ancho estándar de 1.435 mm.

El gálibo adoptado como referencia es el combinado **GC+GEC16**.

3.2. Comprobación del gálibo vertical

La primera incompatibilidad identificada corresponde a la altura libre existente bajo el tablero.

El PS-383.2 presenta una altura disponible de **5,61 m**, mientras que el estudio general de gálidos adopta una altura de referencia de **6,00 m**. Existe, por tanto, una insuficiencia vertical de aproximadamente 0,39 m (ver figura 4).

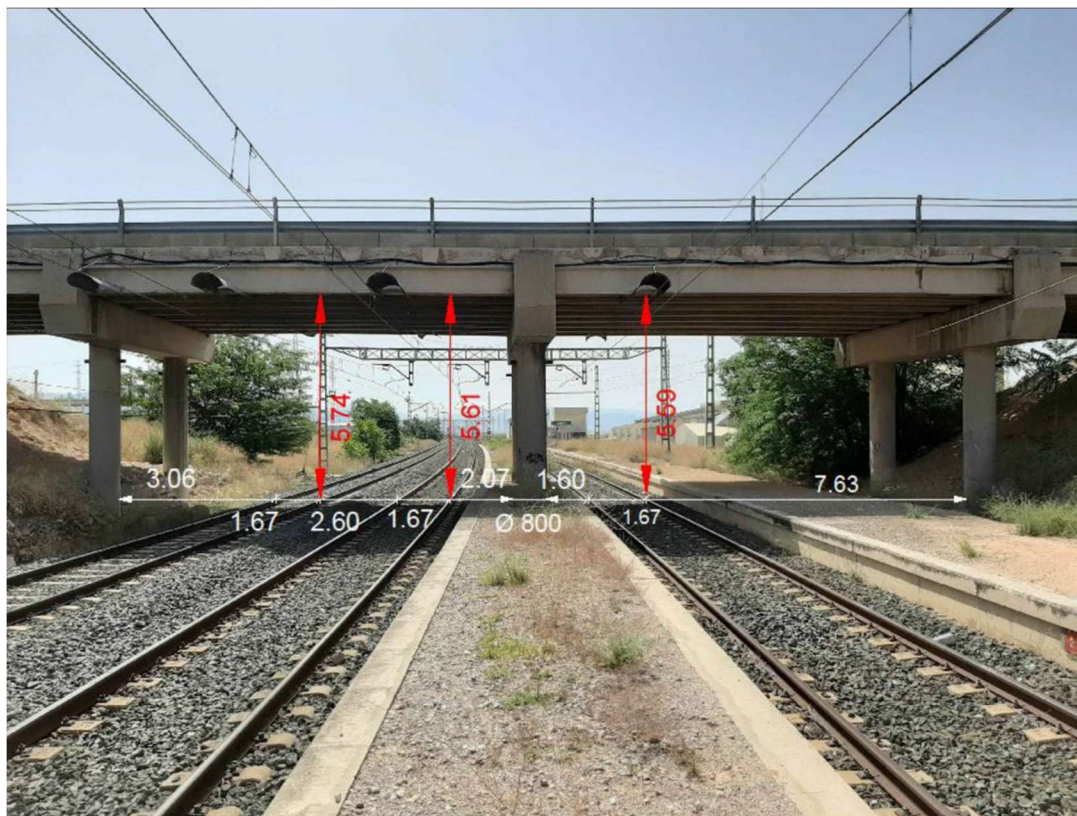


Figura 4: Sección transversal PS- 383.2 existente. Fuente: Proyecto original, anejo n2 Cartografía y Topografía

Esta comprobación demuestra que el tablero existente no dispone de altura suficiente para las condiciones futuras previstas.

3.3. Electrificación y gálibo de pantógrafo

Además del gálibo ferroviario general, se comprueba la compatibilidad con la futura electrificación.

Se considera una altura del hilo de contacto de **5,10 m**, a la que deben añadirse las dimensiones necesarias para la catenaria y el aislamiento eléctrico. De esta forma se obtiene una altura libre mínima de **5,82 m**.

La altura existente de 5,61 m tampoco satisface esta condición, presentando un déficit adicional de aproximadamente 0,21 m.

Por tanto, el incumplimiento vertical no se limita al gálibo del material rodante, sino que afecta también a la implantación del sistema de electrificación.

3.4. Distancia horizontal a obstáculos

El segundo condicionante fundamental corresponde a la posición de los apoyos respecto de los ejes ferroviarios.

La distancia existente entre el eje de vía y el elemento estructural más próximo es de **2,90 m**, mientras que se adopta una distancia mínima de **5,30 m**.

La diferencia es suficientemente importante como para impedir que el problema pueda solucionarse mediante un simple ajuste de la posición de la vía. Esta circunstancia constituye uno de los argumentos principales para justificar la demolición y reposición completa de la estructura.

3.5. Entreeje y luz libre horizontal

Para determinar el espacio que deberá salvar la nueva estructura se adopta un entreeje de **4,088 m**.

A partir de las distancias laterales mínimas y de la disposición de las vías, se obtiene inicialmente una luz geométrica de 18,776 m, adoptándose finalmente una **luz libre mínima de diseño de 18,80 m entre paramentos estructurales**.

3.6. Condicionantes finales

Como resultado del Documento 03 se establecen los principales requisitos que deberán respetar las alternativas:

- Gálibo de referencia GC+GEC16.
- Altura de referencia general de 6,00 m.
- Altura mínima necesaria para electrificación de 5,82 m.
- Distancia mínima eje de vía-paramento estructural de 5,30 m.
- Entreeje adoptado de 4,088 m.
- Luz libre horizontal mínima de 18,80 m.
- Compatibilidad con la futura configuración de ancho mixto.
- Ausencia de apoyos intermedios dentro de la sección ferroviaria condicionante.

Estos parámetros se trasladan directamente al **Documento 05. Estudio de soluciones**, donde permiten descartar o valorar las diferentes configuraciones estructurales.



4. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El Documento 04 analiza las características geológicas y geotécnicas del emplazamiento con el fin de establecer los parámetros necesarios para la elección y posterior dimensionamiento de las cimentaciones de la nueva estructura.

Su objetivo es recopilar, contrastar y ordenar la información existente del proyecto y de las investigaciones complementarias efectuadas posteriormente.

4.1. Información disponible

La caracterización parte fundamentalmente del Anejo nº 03 de Geología, Geotecnia y Procedencia de Materiales del proyecto constructivo original.

En el entorno del PS-383.2 se realizaron dos sondeos a rotación con extracción continua de testigo, uno en cada margen de la estructura, con profundidades próximas a los 15 m. Estos reconocimientos se complementaron con ensayos SPT, toma de muestras y ensayos de laboratorio.

Posteriormente se desarrolló una campaña complementaria específica para la estructura, incluyendo cuatro penetraciones dinámicas superpesadas DPSH, dos en cada margen. Esta segunda campaña permite contrastar las características resistentes del terreno en las zonas previstas para los nuevos estribos.

4.2. Geología, estratigrafía y perfil geotécnico

Desde el punto de vista geológico, el emplazamiento se encuentra dentro de una cuenca detrítica formada por materiales terciarios y cuaternarios situada entre los relieves próximos del dominio Prebético.

A partir de los reconocimientos se interpreta el perfil geotécnico del emplazamiento, identificándose niveles superficiales parcialmente carbonatados y materiales fundamentalmente arcillosos y areno-arcillosos a distintas profundidades.

Aunque parte de las muestras ensayadas se clasifican como arcillas, el documento señala que los primeros metros presentan también una componente arenosa importante y niveles parcialmente carbonatados.

4.3. Parámetros geotécnicos

Para los cálculos de cimentación y asentos se adoptan los parámetros obtenidos del proyecto original y de la nota técnica complementaria.

Los valores adoptados son los recogidos en la tabla resumen de proyecto (ver tabla 1).

TABLA RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.				
Qg (PS 383.2)				
	Máximo	Minimo	Medio	Desv. Estándar
GRANULOMETRIA				
% Grava (>2 mm)	98,6	0,0	38,5	42,7
% Arena (2 mm - 0,08 mm)	27,8	0,0	11,5	11,0
% Finos (<0,08 mm)	100,0	0,0	50,0	40,3
D ₁₀	77,53	0,05	20,02	33,87
D ₃₀	60,67	0,02	13,76	24,54
D ₆₀	46,88	0,01	9,61	18,09
Cu	24,0	1,3	5,1	8,4
Cz	1,5	0,1	1,1	0,5
PLASTICIDAD. LÍMITES DE ATTERBERG				
Límite Líquido (%)	57,1	0,0	29,6	23,6
Límite Plástico (%)	32,6	0,0	15,9	12,3
Índice de plasticidad (%)	33,7	0,0	13,7	13,5
DENSIDAD, PESO ESPECÍFICO Y HUMEDAD				
γ _{seca} (t/m³)	1,7	1,5	1,6	0,1
γ _{sat} (t/m³)	2,0	1,8	1,9	0,1
γ _{ap} (t/m³)	2,0	1,8	1,9	0,2
Humedad (%)	24,6	11,9	18,4	4,6
PARÁMETROS RESISTENTES				
Resistencia a Compresión Simple (kg/cm²)	1,8	1,8	1,8	-
C	C' (kg/cm²)	0,038	0,038	0,038
D	φ' (°)	25,5	25,5	25,5
U	Cu (kg/cm²)	-	-	-
U	φ _u (°)	-	-	-
COLAPSO				
Colapso (%)	0,3	0,3	0,3	-
COMPOSICIÓN QUÍMICA				
Materia orgánica (%)	-	-	-	-
Sulfatos SO ₃ (%)	82,0	82,0	82,0	-

Tabla 31. Resumen de ensayos de laboratorio. PS 383.2

Tabla 1: Resumen de ensayos del terreno PS- 383.2

A efectos de deformacionales se considera un módulo aproximado de 50 MPa hasta unos 9 m de profundidad y de 200 MPa para los niveles inferiores, de mayor rigidez. Para los rellenos se adopta un peso específico del orden de 20 kN/m³.

Estos valores son posteriormente incorporados al modelo de cálculo de los estribos.

4.4. Nivel freático, excavabilidad y agresividad

Los reconocimientos disponibles no detectan nivel freático en el emplazamiento. Esta circunstancia resulta favorable tanto para la ejecución de las excavaciones como para el comportamiento de las cimentaciones y los rellenos.

Los materiales pueden excavar generalmente con medios mecánicos convencionales, si bien la existencia puntual de costras carbonatadas o niveles parcialmente cementados puede requerir equipos de mayor potencia.

Los ensayos disponibles tampoco indican condiciones de agresividad química significativas frente al hormigón.

Respecto a la posible expansividad de los materiales arcillosos, aunque existen niveles con cierta plasticidad, no se considera que condicionen el diseño de la cimentación. No obstante, se recomienda limitar la exposición del fondo de excavación y protegerlo mediante hormigón de limpieza cuando sea necesario.

4.5. Cimentaciones y asientos

El proyecto original considera viable la ejecución de cimentaciones directas sobre los materiales existentes.

La documentación complementaria confirma esta conclusión y se adopta como una tensión admisible de 500 kPa para cargas de servicio sin mayorar, obteniéndose asientos compatibles con el comportamiento de la estructura y de los rellenos de acceso.

En consecuencia, desde el punto de vista geotécnico no resulta necesario recurrir a cimentaciones profundas.

El principal resultado que se traslada al resto del TFM es, por tanto, la **viabilidad de resolver los estribos mediante cimentaciones superficiales**, siempre que las tensiones transmitidas y la geometría finalmente adoptada sean compatibles con los parámetros definidos.

Estas conclusiones permiten incorporar al Estudio de Soluciones la cimentación directa como alternativa técnicamente viable y proporcionan posteriormente los parámetros necesarios para el modelo estructural de los estribos y cimentaciones.

5. ESTUDIO DE SOLUCIONES

El Documento 05 desarrolla el análisis de alternativas y constituye el punto de conexión entre los condicionantes definidos anteriormente y la solución que posteriormente se dimensiona estructuralmente.

Para ello se estudian inicialmente los condicionantes de diseño, posteriormente se analizan posibles tipologías estructurales y finalmente se definen y comparan cuatro alternativas

5.1. Condicionantes de partida

El estudio considera conjuntamente diferentes grupos de condicionantes.

Desde el punto de vista ferroviario, la nueva estructura debe ser compatible con la explotación de la Línea 330 y con las limitadas bandas de mantenimiento disponibles para realizar operaciones sobre la vía.

Desde el punto de vista geométrico, debe garantizar los gálibos definidos en el Documento 03 y compatibilizar el canto del tablero con la rasante de la carretera.

También se consideran las características del tráfico rodado, los condicionantes geotécnicos, la posibilidad de ejecución mediante los medios disponibles, la integración de la estructura en el entorno y el coste de las diferentes soluciones.

5.2. Análisis de tipologías

Antes de formular las alternativas concretas, el documento analiza distintas tipologías posibles para resolver el cruce ferroviario.

Se consideran inicialmente soluciones como pasos inferiores, estructuras metálicas, estructuras de hormigón ejecutadas *in situ*, puentes de tipologías especiales y tableros de vigas prefabricadas.

El empleo de elementos prefabricados resulta especialmente adecuado para una actuación sobre una línea ferroviaria en servicio, dado que permite desplazar gran parte de los trabajos fuera de la zona ferroviaria y concentrar las operaciones críticas en el montaje.

También se comparan diferentes configuraciones de estribos, fundamentalmente estribos abiertos y cerrados, y las posibilidades de utilizar muros de contención o sistemas de tierra armada.

5.3. Comparación entre vigas artesa y vigas doble T

Uno de los análisis más relevantes es la comparación entre las vigas artesa utilizadas en la solución original y las vigas doble T consideradas como alternativa.

Las vigas artesa presentan mayor rigidez y permiten reducir el número total de elementos principales del tablero. Esto supone un menor número de izados sobre la plataforma ferroviaria, aunque cada elemento presenta un peso considerable y requiere grúas de elevada capacidad y plataformas de trabajo más exigentes.

Las vigas doble T, por el contrario, tienen un menor peso unitario y facilitan individualmente las operaciones de transporte e izado, aunque requieren un mayor número de vigas y, por tanto, más maniobras de montaje.

El estudio concluye que ambas soluciones son técnicamente viables, por lo que la decisión debe considerar conjuntamente seguridad, ejecución, plazo y coste.



5.4. Alternativas estudiadas

Se establecen cuatro alternativas:

- **Alternativa 0. Solución de proyecto.**

Tablero de vigas artesa prefabricadas de 28 m de luz con estribos cerrados.

- **Alternativa 1.**

Tablero de vigas doble T prefabricadas de un único vano de 25 m de luz con estribos cerrados.

- **Alternativa 2.**

Tablero de vigas doble T desarrollado en tres vanos, con estribos abiertos y apoyos intermedios.

- **Alternativa 3.**

Tablero de vigas doble T prefabricadas de 28 m con muros de tierra armada y muro frontal.

Cada alternativa se analiza desde el punto de vista geométrico, constructivo y estructural, identificando sus principales ventajas e inconvenientes.

5.5. Criterio económico y plazo

Se realiza una estimación económica comparativa a partir de la valoración incluida en el proyecto original, corrigiendo las partidas en función de la tipología de vigas, longitud del tablero, número de apoyos y características de los estribos.

La Alternativa 1 presenta el coste comparativo más reducido debido fundamentalmente a la reducción de la luz de 28 a 25 m y al empleo de vigas doble T. En el estudio preliminar se obtiene para esta alternativa un coste aproximado de **289.851 €**, frente a los 308.529 € considerados para la solución de referencia.

En cuanto al plazo, las alternativas 0 y 1 presentan una duración estimada equivalente de **24 semanas**, ya que las principales actividades críticas son similares. La solución de tres vanos resulta más desfavorable por la ejecución de pilas y el mayor número de elementos a montar.

Debe señalarse que esta valoración tiene únicamente carácter **comparativo para el análisis de alternativas**; el presupuesto definitivo de la solución diseñada se desarrolla posteriormente en el Documento 07.

5.6. Análisis multicriterio

Para seleccionar la alternativa se utiliza un análisis multicriterio en el que se consideran:

- Seguridad durante la ejecución.
- Compatibilidad con la banda de mantenimiento.
- Plazo de ejecución.
- Viabilidad técnica y estructural.
- Coste económico.
- Interferencia con la explotación ferroviaria.

El coste económico recibe una ponderación significativa del 40 %, mientras que la compatibilidad con la banda de mantenimiento representa un 20 %. El resto de criterios completa la valoración global.

La **Alternativa 1 obtiene una puntuación global de 9,13 puntos y ocupa la primera posición** (ver figura 5). La solución de proyecto queda en segundo lugar, seguida de la solución con tierra armada y, finalmente, la alternativa de tres vanos.

Posición	Alternativa	Puntuación global
1	A1. Doble T 25 m + estribos cerrados	9,13
2	A0. Artesa 28 m + estribos cerrados	8,49
3	A3. Doble T 28 m + tierra armada	7,56
4	A2. Doble T 3 vanos + estribos abiertos	3,38

Tabla 2: Clasificación final de alternativas. Fuente: Elaboración propia.

En consecuencia, se selecciona como solución del TFM un **tablero de vigas doble T prefabricadas de 25 m de luz con estribos cerrados** (ver figura 6 y 7). Esta decisión constituye el dato de partida fundamental del Documento 06.

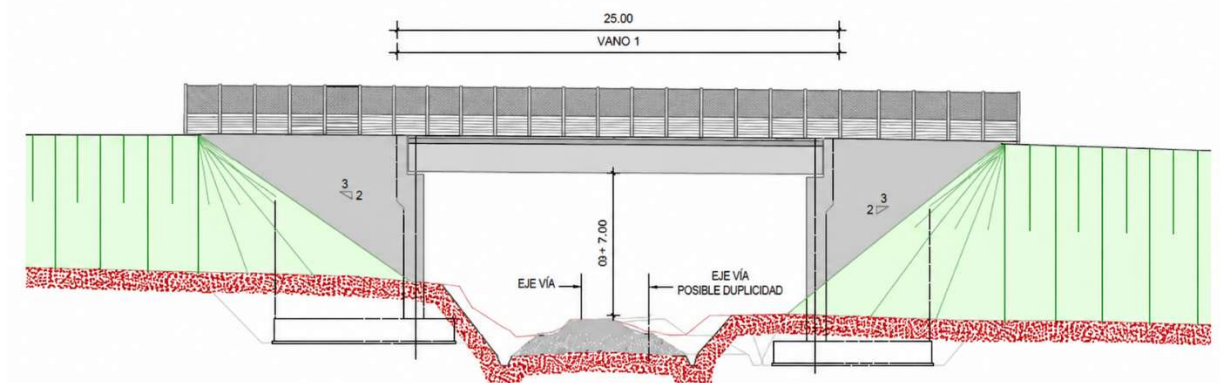


Figura 5: Alzado alternativo 1. Fuente: Elaboración propia

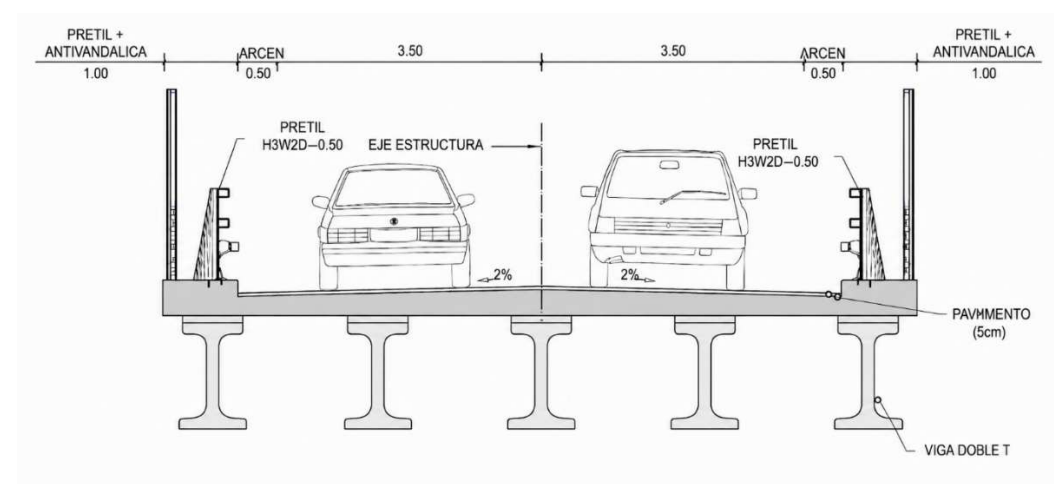


Figura 6: Sección transversal alternativa 1. Fuente: Elaboración propia

6. CALCULO ESTRUCTURAL

El Documento 06 desarrolla la **definición geométrica, modelización y comprobación estructural de la alternativa seleccionada** en el Estudio de Soluciones.

6.1. Geometría de la solución

La nueva estructura se resuelve mediante un paso superior de **un único vano de 25,00 m de luz entre ejes de apoyo y 10,00 m de anchura total**.

El tablero está constituido por cinco vigas prefabricadas pretensadas, sobre las que se disponen prelosas y una losa superior de hormigón armado ejecutada *in situ*. La losa presenta un espesor mínimo de 25 cm y sobre ella se dispone un pavimento de 5 cm.

La sección funcional queda constituida por dos carriles de 3,50 m, arcones laterales de 0,50 m y franjas exteriores destinadas a los sistemas de contención y al cerramiento antivandálico.

6.2. Vigas prefabricadas y pretensado

Las vigas seleccionadas corresponden al modelo **DT-PRE-150-120 B**, de 1,50 m de canto, dispuestas con un interje de 2,15 m (ver figura 7). Las vigas son de hormigón pretensado y disponen de armadura activa formada por cordones de 15,2 mm (ver figura 8). En el modelo se analiza su comportamiento desde las fases iniciales de fabricación y tesado hasta la situación final del tablero compuesto, considerando las correspondientes pérdidas de pretensado.

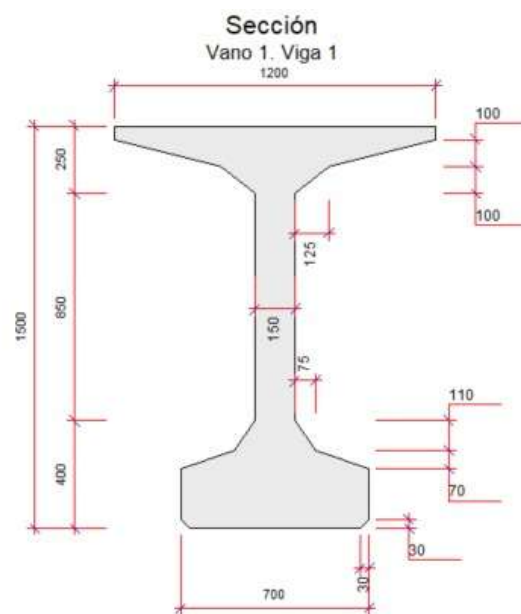


Figura 7: Detalle viga DT-PRE-150-120B, PRECON. Fuente: Civil eStudio.

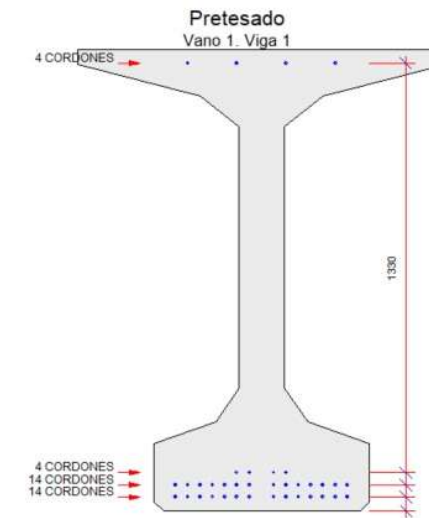


Figura 8: Disposición de cordones de pretensado en vigas de la estructura. Fuente: Elaboración propia

6.3. Prelosas y losa superior

Entre las vigas se disponen prelosas prefabricadas que actúan como elemento resistente durante la ejecución y como encofrado perdido de la losa superior.

Sobre ellas se ejecuta la losa de hormigón armado, que solidariza transversalmente las cinco vigas y permite repartir las cargas de tráfico entre los diferentes elementos longitudinales.

El armado de la losa se obtiene a partir de las solicitaciones transversales y longitudinales resultantes del modelo y queda posteriormente definido en los planos.

6.4. Apoyos y juntas

Cada viga transmite sus reacciones a los estribos mediante un aparato de apoyo elastomérico.

Se disponen cinco apoyos por estribo, empleándose en todos los casos apoyos de neopreno zunchado **ST 200 × 400 × 52**.

En los extremos del tablero se disponen igualmente las juntas necesarias para permitir los movimientos longitudinales de la estructura.

6.5. Estribos y cimentaciones

La subestructura se resuelve mediante dos estribos cerrados de hormigón armado.

Cada estribo incluye muro frontal, cargadero, espaldón, aletas laterales y zapata de cimentación. La cimentación finalmente modelizada se resuelve mediante una zapata superficial de **15,00 × 13,00 m y 2,00 m de canto**.

Las aletas permiten contener lateralmente los rellenos del terraplén y realizar la transición entre la plataforma de acceso y la estructura. Los parámetros del terreno empleados en este modelo proceden del Documento 04, cerrándose de esta forma la relación entre el estudio geotécnico y el cálculo de la solución.

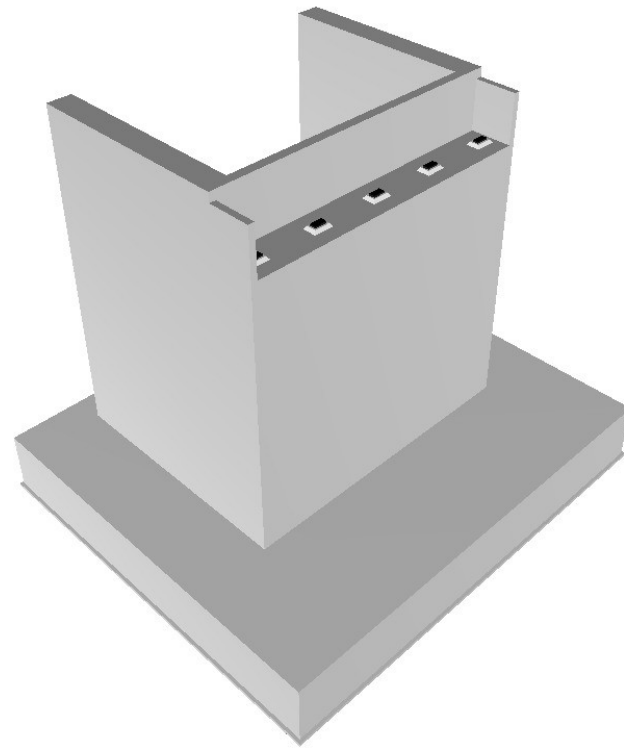


Figura 9: Vista general del modelo geométrico del estribo. Fuente: Civil eStudio

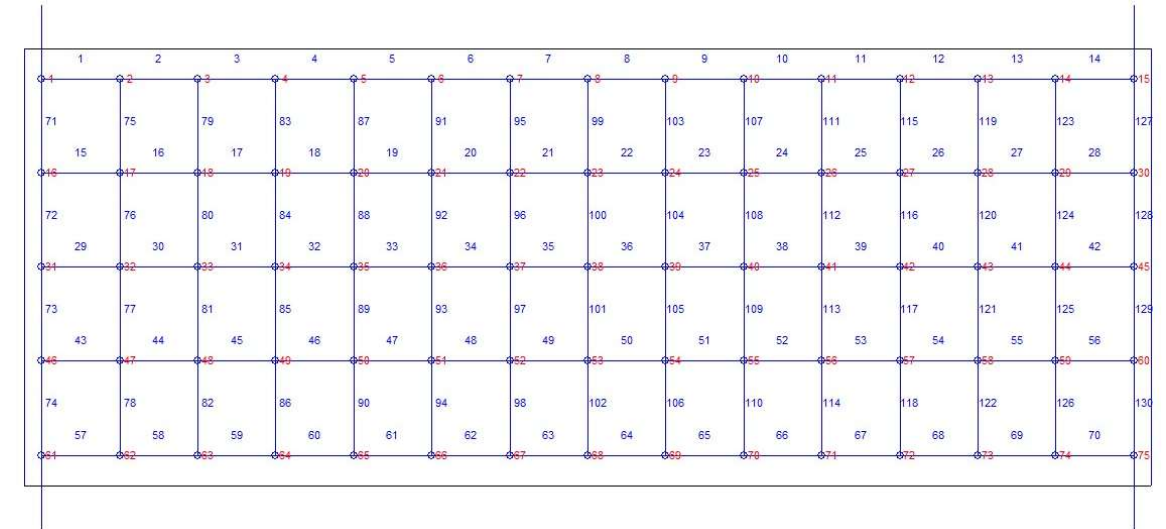


Figura 10: Modelo del tablero para el cálculo de las vigas. Fuente: Civil eStudio

6.6. Normativa, materiales y bases de cálculo

El cálculo se desarrolla mediante el programa **Civil eStudio**, adoptando una metodología basada en Estados Límite (ver figura 10).

Se emplean como referencia principal los Eurocódigos correspondientes a bases de cálculo, acciones, estructuras de hormigón, proyecto geotécnico y diseño sismorresistente, junto con la normativa específica relativa a aparatos de apoyo.

En el modelo se consideran los materiales correspondientes al hormigón de las vigas prefabricadas, la losa superior, los estribos y cimentaciones, así como el acero pasivo B500S y el acero de pretensado.

Se establecen igualmente las condiciones de durabilidad y exposición de los distintos elementos.

6.7. Acciones consideradas

El modelo incorpora las principales acciones que pueden actuar sobre la estructura durante su construcción y vida útil.

Entre ellas se consideran:

- Peso propio del tablero y de la subestructura.
- Cargas muertas y pavimento.
- Pretensado.
- Retracción y fluencia.
- Acciones térmicas.
- Viento.
- Sobrecargas verticales debidas al tráfico.
- Acciones de frenado y arranque.
- Acción sísmica.
- Empujes del terreno y sobrecargas en el trasdós de los estribos.

Estas acciones se combinan para obtener las situaciones correspondientes a Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y situaciones accidentales.

6.8. Comprobación del tablero

Para las vigas prefabricadas se comprueban las distintas fases de comportamiento, incluyendo los estados correspondientes al pretensado, puesta en servicio y evolución a tiempo infinito. Se verifican las tensiones, fisuración, resistencia a flexión, cortante y torsión, interacción entre esfuerzos, rasante entre viga y losa, flechas y giros.

También se determina la armadura transversal necesaria y la correspondiente armadura de difusión del pretensado. La losa superior se verifica frente a las solicitaciones resultantes del reparto transversal de cargas y se obtiene la correspondiente armadura pasiva.

6.9. Comprobación de los estribos

Los estribos se analizan considerando las acciones transmitidas por el tablero, el peso propio, los empujes de tierras, las sobrecargas del relleno y las acciones accidentales.

Se comprueba la capacidad resistente de los diferentes elementos de hormigón armado y la estabilidad global del conjunto estribo-zapata-terreno frente a:

- Hundimiento.
- Deslizamiento.
- Vuelco.
- Asientos.
- Estados Límite estructurales.

El cálculo contempla además las distintas fases de construcción, servicio y comportamiento a tiempo infinito.

Como resultado, las dimensiones adoptadas y los armados definidos permiten satisfacer las comprobaciones exigibles.

6.10. Resultado del cálculo estructural

El Documento 06 concluye, por tanto, con la **justificación estructural completa de la alternativa seleccionada**, quedando definidas la geometría final, los materiales, el pretensado, los apoyos, las dimensiones de los estribos y las cuantías de armadura necesarias.

Estos resultados constituyen la base de dos documentos posteriores:

- El **Documento 07**, que utiliza las dimensiones y cuantías obtenidas para realizar las mediciones y el presupuesto.
- El **Documento 08**, que representa gráficamente la geometría y armaduras definidas en el cálculo.

7. VALORACIÓN ECONÓMICA

El Documento 07 desarrolla la valoración económica de la **solución estructural ya dimensionada**, diferenciándose por tanto de la estimación preliminar realizada en el Estudio de Soluciones.

7.1. Mediciones

Las mediciones se organizan en los tres grandes bloques que componen la estructura:

- Cimentaciones.
- Estribos.
- Tablero.

Para los principales elementos estructurales se utilizan las cantidades de hormigón y acero obtenidas a partir del modelo de Civil eStudio. Estas mediciones se completan geométricamente para excavaciones, hormigón de limpieza, encofrados, acabados y otros elementos auxiliares.

7.2. Cuadro de precios

Los precios unitarios de las distintas unidades de obra se obtienen fundamentalmente de la **Base de Precios de ADIF 2022**, empleada igualmente en el proyecto constructivo original.

De esta forma se mantiene una referencia económica homogénea con la documentación de partida de la actuación.

7.3. Presupuesto de ejecución material

La valoración se agrupa en tres capítulos.

El capítulo de cimentaciones asciende a **234.297,20 €**, el de estribos a **318.681,65 €** y el correspondiente al tablero a **136.499,40 €**.

El **Presupuesto de Ejecución Material resultante es de 689.478,25 €**.

7.4. Presupuesto base de licitación

Sobre el PEM se aplican un 13 % de gastos generales y un 6 % de beneficio industrial, obteniéndose un Presupuesto Base de Licitación antes de IVA de **820.479,12 €**.

Tras la incorporación del 21 % de IVA, el presupuesto total asciende a:

992.779,74 €.

Este valor representa la estimación económica final de la solución estructural desarrollada en el TFM.

8. PLANOS

El Documento 08 contiene la representación gráfica de la solución adoptada y recoge la información necesaria para comprender la geometría y disposición de los principales elementos estructurales.

La colección comienza con los planos de **ubicación y emplazamiento**, que permiten localizar la actuación dentro del entorno ferroviario y definir la posición de la nueva estructura.

Posteriormente se desarrolla la geometría general del tablero y de las vigas prefabricadas. Se incluyen planos específicos de la **armadura activa de las vigas pretensadas**, así como varios planos destinados a representar la **armadura pasiva longitudinal y transversal de las vigas**.

La documentación del tablero se completa con los planos de armado de la losa superior.

A continuación se representa la subestructura mediante planos de planta, alzado y sección de los estribos. Se incorporan asimismo planos específicos de armado de:

- Zapatas.
- Muro frontal.
- Aletas laterales.

Finalmente, la colección incluye una sección general del paso superior en la que se representa la configuración final de la plataforma, incluyendo calzada, arcenes, pavimento, pretilos y cerramiento antivandálico.

El Documento 08 constituye, por tanto, la materialización gráfica de los resultados obtenidos en el cálculo estructural y completa la definición de la solución proyectada.

02. ANTECEDENTES

ÍNDICE

1. INTRODUCCION Y CONTEXTO GENERAL DE LA ACTUACION 1

2. ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS Y TÉCNICOS 1

3. CONDICIONANTES NORMATIVOS Y DE INTEROPERABILIDAD 2

4. ACTUACIONES SOBRE ESTRUCTURAS EXISTENTES 2

5. SITUACIÓN PARTICULAR DEL PASO SUPERIOR PS-383.2 2

6. PROBLEMÁTICA EXISTENTE Y JUSTIFICACIÓN DE LA ACTUACIÓN..... ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

7. CRITERIOS DE EJECUCIÓN Y CONDICIONANTES REALES DE OBRA ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

8. ALCANCE DEL TRABAJO FIN DE MÁSTER ¡ERROR! MARCADOR NO DEFINIDO.

Figura 1: Red global europea con el Corredor Mediterráneo completo.1

Figura 2: Trazado corredor mediterráneo y ubicación tramo La Encina – Alacant Terminal.1

Figura 3: Paso superior - 383.2 objeto de estudio. Fuente: elaboración propia2

Figura 4: Sección tipo solución proyecto paso superior 383.2. Fuente: Anejo estructuras proyecto original3



1. INTRODUCCION Y CONTEXTO GENERAL DE LA ACTUACION

La actuación objeto del presente Trabajo Fin de Máster se inscribe dentro del marco del Proyecto de Construcción para la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo. Tramo: Castellbisbal–Murcia. Subtramo: La Encina–Bif. Alicante. Vía y Electrificación, promovido por ADIF dentro de la estrategia de adaptación progresiva de la Red Ferroviaria de Interés General a los criterios de interoperabilidad europeos.

El Corredor Mediterráneo (ver figura 1) constituye uno de los ejes prioritarios de la Red Transeuropea de Transporte, al concentrar una parte muy relevante de los flujos de viajeros y mercancías, y una parte significativa de la población, del PIB nacional y de la conexión con puertos e instalaciones logísticas estratégicas del arco mediterráneo.

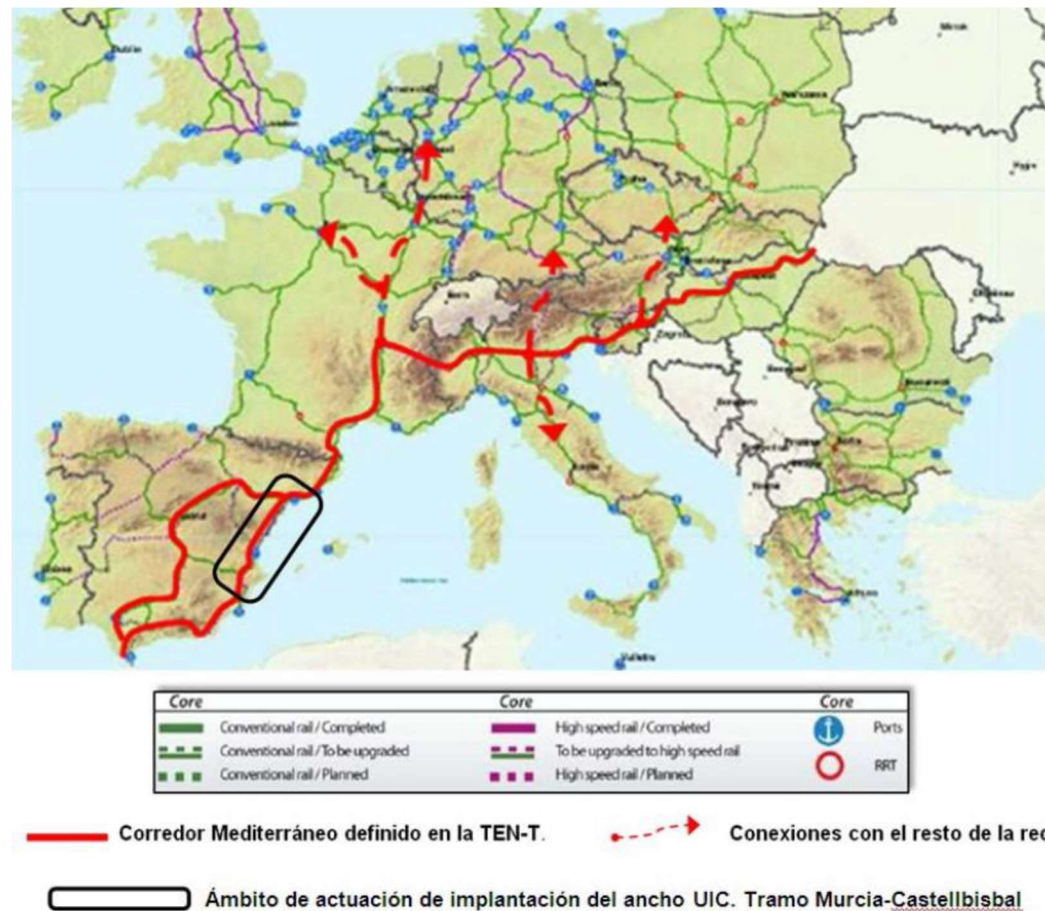


Figura 1: Red global europea con el Corredor Mediterráneo completo.

Fuente: Propuesta Parlamento Europeo para el desarrollo de la Red Transeuropea de Transporte (TEN-T). Dic. 2011

Desde el punto de vista funcional, se trata de un corredor estratégico tanto para el transporte de viajeros como, especialmente, para el tráfico de mercancías, al concentrar una parte muy significativa del sector industrial, logístico y portuario del país. Su desarrollo responde, por tanto, a la necesidad de mejorar la competitividad del transporte ferroviario, a favorecer la transferencia modal desde la carretera y garantizar la integración de la red española en el sistema ferroviario europeo.

Dentro de ese marco general, el subtramo La Encina–Bif. Alicante (ver figura 2) tiene por objeto adaptar la infraestructura existente para hacer compatible la explotación actual con la futura circulación en ancho estándar.



Figura 2: Trazado corredor mediterráneo y ubicación tramo La Encina – Alacant Terminal.

Fuente: GEOTREN- El Corredor Mediterráneo al detalle 2020

Entre los objetivos principales del proyecto se encuentran la implantación del ancho mixto en las vías necesarias, la adaptación a trenes interoperables de 750 m, la adecuación de estaciones y apeaderos, y la modificación puntual de aquellos elementos de la infraestructura que resultan incompatibles con las exigencias normativas vigentes descritas a continuación.

2. ANTECEDENTES ADMINISTRATIVOS Y TÉCNICOS

En fecha 20 de enero de 2020, ADIF adjudicó a la UTE formada por Consultrans, S.A.U. y Electrificación y Estudios Ferroviarios, S.L. el contrato de redacción del proyecto constructivo correspondiente al subtramo La Encina–Bif. Alicante. El objeto del proyecto incluía, entre otras cosas, la implantación del ancho estándar en las vías generales y en aquellas otras necesarias por razones de circulación, la adaptación de las instalaciones a trenes interoperables de 750 m y la maximización del aprovechamiento de la infraestructura existente.

El proyecto toma como referencia una serie de estudios y documentos previos, entre ellos el Estudio Funcional de la Configuración Óptima del Corredor Mediterráneo para Tráfico Mixto. Tramo: La Encina–Alicante, así como proyectos anteriores del corredor, normativa ADIF y normativa europea aplicable.

La infraestructura de partida sobre la que se actúa corresponde principalmente a la línea 330 La Encina–Alacant Terminal, en el tramo comprendido aproximadamente entre los PK 382+069 y 451+100, además de su conexión con la línea 300 en el PK de inicio de la vía y la conexión con la línea 332 en la salida del túnel de La Encina antes del inicio de la línea principal. Se trata de una infraestructura existente, en su mayor parte de vía única electrificada en ancho ibérico, cuya adaptación a un escenario de explotación interoperable exige revisar tanto la superestructura como determinados condicionantes geométricos y estructurales.

El àmbito de actuaci3n se desarrolla sobre una infraestructura en servicio, lo que condiciona de forma significativa las soluciones adoptadas, al deber compatibilizar la modernizaci3n del corredor con el mantenimiento de la funcionalidad ferroviaria durante la ejecuci3n de las obras.

3. CONDICIONANTES NORMATIVOS Y DE INTEROPERABILIDAD

La implantaci3n del ancho estàndar en el Corredor Mediterràneo implica la adaptaci3n de la infraestructura existente a las Especificaciones Tècnicas de Interoperabilidad (ETI), las cuales constituyen el marco normativo europeo destinado a garantizar la compatibilidad tècnica y operativa entre las distintas redes ferroviarias de los Estados miembros.

Estas especificaciones no se limitan ùnicamente al ancho de vìa, sino que establecen un conjunto amplio de requisitos que afectan a la infraestructura y a su interacci3n con las estructuras existentes. En el àmbito de la infraestructura, regulado principalmente por las ETI de Infraestructura, se definen condicionantes relativos a:

- Gálidos ferroviarios: Gálido estructural (GC) y gálido cinemàtico (GEC16), determinan el espacio libre necesario para la circulaci3n segura de los trenes.
- Distancias mìnimas a obstàculos: Tanto en sentido vertical como horizontal, respecto a elementos estructurales como pilas, estribos, hastiales o cualquier otro elemento pr3ximo a la vìa.
- Condiciones geomètricas del trazado: Radios mìnimos, peraltes, transiciones y alineaciones compatibles con velocidades y material interoperable.
- Longitudes ùtiles de explotaci3n: Especialmente relevantes para trenes de mercancías de hasta 750 m.
- Compatibilidad con sistemas de electrificaci3n y seàlalizaci3n
- Seguridad frente a impactos y protecci3n de elementos estructurales, en particular en zonas donde existen apoyos pr3ximos a la vìa.

Estos requisitos adquieren especial relevancia en la interacci3n entre la infraestructura ferroviaria y las estructuras existentes, muchas de ellas fueron diseàadas conforme a normativas anteriores, sin contemplar los requerimientos actuales de interoperabilidad.

Por tanto, se elabora un anàlisis especìfico de todas las estructuras del tramo desde el punto de vista de cumplimiento de las ETI. Este anàlisis no se limita ùnicamente a la verificaci3n del gálido vertical bajo tablero, sino que abarca tambièn:

- La compatibilidad transversal de la secci3n ferroviaria, considerando la posici3n relativa de pilas y estribos respecto al eje de vìa.
- La posibilidad de adaptaci3n del trazado ferroviario para cumplir los requisitos, evaluando si existen màrgenes suficientes para desplazar la vìa en planta o modificar su rasante.
- La afecci3n de otros elementos asociados, como sistemas de electrificaci3n o drenaje, que pueden verse condicionados por la geometrìa disponible.

Como resultado de este proceso, se identifican aquellas estructuras que no cumplen los requisitos de interoperabilidad y se evalúa la viabilidad de su adaptaci3n. En aquellos casos en los que la geometrìa existente no permite garantizar el cumplimiento de las ETI mediante ajustes razonables, se estudia una soluci3n alternativa.

4. ACTUACIONES SOBRE ESTRUCTURAS EXISTENTES

En el proceso de adaptaci3n de una infraestructura ferroviaria existente a los requisitos de interoperabilidad, se realiza un anàlisis sistemàtico de todas las estructuras presentes en el tramo, con el objetivo de evaluar su compatibilidad con las nuevas condiciones geomètricas y de explotaci3n.

Este anàlisis debe permitir clasificar las estructuras en funci3n de su grado de adecuaci3n a los requisitos establecidos, y asì identificar aquellas que resultan compatibles sin necesidad de actuaci3n, aquellas que pueden adaptarse mediante modificaciones del trazado o de la rasante, y aquellas en las que la propia configuraci3n estructural impide alcanzar las condiciones exigidas.

En estos ùltimos casos, cuando no existe margen suficiente para modificar la geometrìa de la vìa o cuando los elementos estructurales condicionan de forma determinante el espacio disponible, se considera la demolici3n y reposici3n completa de la estructura como ùnica soluci3n tècnicamente viable.

5. SITUACI3N PARTICULAR DEL PS-383.2

Dentro del conjunto de estructuras susceptibles de anàlisis en este tipo de actuaciones, el presente Trabajo Fin de Màster se centra en el paso superior identificado como PS-383.2 (ver figura 3), situado en el entorno del PK 383+200 de la lnea 330, en las proximidades del tèrmino municipal de Caudete.



Figura 3: Paso superior - 383.2 objeto de estudio. Fuente: elaboraci3n propia

Se trata de una estructura existente formada por un tablero de vigas distribuido en 4 vanos, apoyado sobre pilas intermedias y estribos laterales. Esta tipologìa estructural implica la presencia de apoyos dentro de la zona de influencia directa de la plataforma ferroviaria, lo que condiciona la geometrìa disponible para la implantaci3n de nuevas condiciones de explotaci3n.

Aunque esta soluci3n resulta habitual en infraestructuras existentes, se ha de evaluar su compatibilidad con los requisitos actuales de ETI, especialmente en lo relativo a gálidos y distancias mìnimas a obstàculos.

Se ha realizado un estudio de compatibilidad para verificar el cumplimiento de las ETI, anexo al proyecto, con objeto clasificar la estructura en funci3n de su grado de adecuaci3n, para proponer la soluci3n correspondiente.

6. PROBLEMÁTICA EXISTENTE Y JUSTIFICACIÓN DE LA ACTUACIÓN

En el análisis de este tipo de estructuras, se comprueba el cumplimiento de los gálibos exigidos por la normativa vigente, tanto en sentido vertical como transversal, considerando la envolvente cinemática del material rodante y las tolerancias asociadas a la explotación ferroviaria.

En el caso del paso superior PS-383.2, la configuración estructural existente da lugar a una serie de condicionantes que se deben considerar:

- La altura libre bajo tablero respecto a los requerimientos del gálibo GEC16.
- La proximidad de pilas y estribos al eje de vía y su compatibilidad con las distancias mínimas exigidas.
- El margen de corrección de la geometría disponible mediante modificaciones de trazado, debido a la reducida separación entre elementos estructurales.

Cuando concurren estas circunstancias, se ha de concluir que la estructura constituye un punto singular incompatible con las condiciones de interoperabilidad exigidas. En estos casos, y siempre que no exista una solución viable mediante ajustes geométricos, se plantea la sustitución de la estructura como única alternativa técnicamente válida.

Para resolver este tipo de incompatibilidades, se adopta un criterio de diseño que permita garantizar el cumplimiento de los gálibos desde el origen, eliminando las limitaciones derivadas de la estructura existente.

En este sentido, se consideran soluciones estructurales que eviten la presencia de apoyos intermedios sobre la plataforma ferroviaria, generalmente mediante estructuras de un único vano, o pasos inferiores que permitan disponer de un espacio libre suficiente tanto en altura como en anchura. Este planteamiento permite eliminar interferencias con la infraestructura ferroviaria y asegurar la compatibilidad con las condiciones de explotación futuras.

7. CRITERIOS DE EJECUCIÓN Y CONDICIONANTES DE OBRA

Una vez justificada la necesidad de reposición de dicha estructura debido a los condicionantes impuestos por la normativa de interoperabilidad, y el trazado de la nueva vía, se deberá considerar también la viabilidad constructiva de la solución planteada.

En actuaciones de estructuras en conexión con líneas ferroviarias, las condiciones de explotación existentes de la vía determinan la viabilidad del proceso constructivo, y en consecuencia, la solución estructural adoptada.

La solución planteada en el proyecto original contempla un paso superior de un único vano, resuelto mediante 3 vigas artesa de 1,5 metros de canto y 28 metros de luz, apoyadas sobre estribos cerrados en ambas partes de la vía. Las vigas tienen un ancho de 3,15 metros, y soportan un tablero de 17 metros de ancho en sección, el cual está conformado por 2 carriles, 2 arceles, aceras y carriles bici (ver figura 4).

El paso superior cuenta con un gálibo vertical mínimo libre desde la superficie superior de carril hasta la superficie inferior de las vigas mayor a 7 metros, según lo exigido en la normativa.

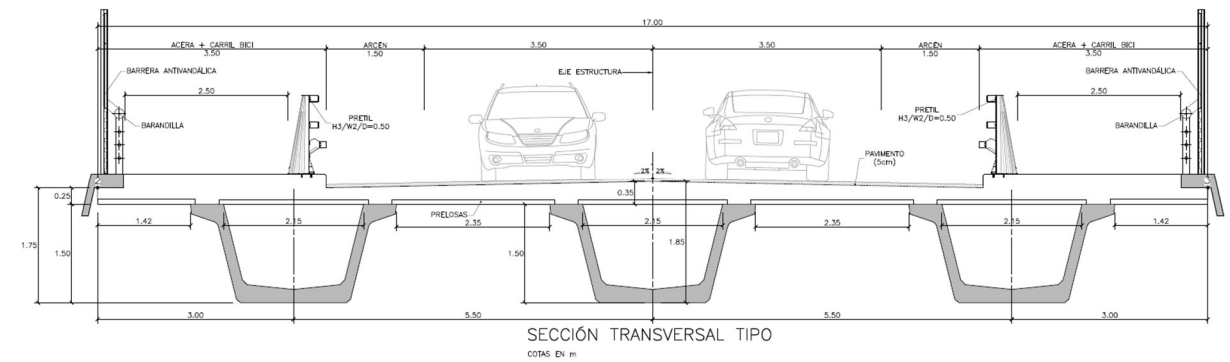


Figura 4: Sección tipo solución proyecto paso superior 383.2. Fuente: Anejo estructuras proyecto original

Este tipo de solución, permite eliminar los apoyos intermedios sobre la plataforma ferroviaria y garantiza el cumplimiento de los gálibos mínimos exigidos por las ETI. No obstante, implica la manipulación de elementos de gran peso y dimensiones, requiriendo maquinaria de gran tonelaje y dimensiones para realizar las operaciones de izado y manipulación, siendo operaciones críticas sobre la infraestructura ferroviaria en servicio.

La actuación se encuentra directamente condicionada por la disponibilidad de bandas de mantenimiento ferroviarias, entendidas como las ventanas temporales durante las cuales puede interrumpirse la circulación para realizar trabajos sobre la plataforma.

Durante la fase de redacción del proyecto, se consideró la posibilidad de disponer de bandas de mantenimiento nocturnas de hasta cinco horas de duración durante la fase de ejecución de los pasos superiores, permitiendo así la ejecución de maniobras complejas de izado y colocación de vigas en condiciones compatibles con la explotación ferroviaria.

No obstante, las condiciones reales de ejecución actualmente previstas para la obra difieren de la hipótesis inicialmente considerada. En la situación actual de explotación para la fase de ejecución del paso superior, las bandas de mantenimiento disponibles durante horario nocturno se limitan aproximadamente a dos horas, reduciendo de forma significativa el tiempo útil disponible para la realización de operaciones críticas sobre la vía.

Esta limitación introduce condicionantes adicionales desde el punto de vista de:

- Necesidad de minimizar operaciones críticas dentro de banda.
- Optimización de rendimientos y tiempos de ejecución.
- Riesgo asociado a trabajos sobre vía en servicio.
- Seguridad durante las maniobras de izado.

Como consecuencia, surge la oportunidad de analizar si existen soluciones estructurales alternativas que, manteniendo el cumplimiento de los requisitos funcionales y normativos exigidos, permitan mejorar las condiciones de ejecución reales de la obra, reduciendo afecciones a la explotación ferroviaria y aumentando la seguridad y eficiencia constructiva.

El presente Trabajo Fin de Máster plantea la oportunidad de desarrollar un estudio específico de alternativas estructurales para la reposición del paso superior PS-383.2, considerando no solo los condicionantes geométricos y normativos derivados de las ETI, sino también las condiciones reales de ejecución actualmente existentes en obra.

8. ALCANCE DEL TRABAJO FIN DE MÁSTER

El presente Trabajo Fin de Máster se centra en el análisis de las posibles soluciones para la reposición de estructura correspondientes al paso superior PS-383.2, partiendo de la necesidad de evaluar su compatibilidad con los requisitos de interoperabilidad, evaluar la ejecución según los condicionantes actuales, buscar la solución óptima desde el punto de vista técnico y económico y, en su caso, justificar la solución mediante un cálculo estructural.

El estudio detallado de los gálbos, la evaluación de alternativas y la definición de la solución estructural se desarrollarán en anejos específicos, mientras que el presente documento establece el marco general y los criterios que justifican la actuación.

03. CONDICIONANTES DE INTEROPERABILIDAD

ÍNDICE

1. OBJETO 1

2. ALCANCE DEL ESTUDIO 1

3. MARCO NORMATIVO Y DOCUMENTAL 1

3.1. DOCUMENTO BASE EMPLEADO 1

3.2. NORMATIVA DE REFERENCIA 1

4. DATOS DE PARTIDA 2

4.1. LOCALIZACIÓN Y CONFIGURACIÓN EXISTENTE..... 2

4.2. PARÁMETROS FERROVIARIOS ADOPTADOS..... 2

5. METODOLOGÍA DE COMPROBACIÓN..... 3

6. COMPROBACIONES NORMATIVAS Y GEOMÉTRICAS 3

6.1. GÁLBO DE IMPLANTACIÓN DE OBSTÁCULOS..... 3

6.2. GÁLBO VERTICAL BAJO TABLERO 4

6.3. COMPROBACIÓN DE ELECTRIFICACIÓN Y GÁLBO DE PANTÓGRAFO 4

6.4. DISTANCIA HORIZONTAL EJE-OBSTÁCULO..... 5

6.5. ENTREEJE ADOPTADO 5

6.6. LUZ LIBRE HORIZONTAL MÍNIMA..... 5

7. DIAGNÓSTICO DE INCUMPLIMIENTOS DEL PS- 383.2 6

8. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS PARA LA NUEVA ESTRUCTURA..... 6

9. CONCLUSION 7

Imagen 1: Situación general del antiguo PS- 383.2 en su entorno. Fuente: Elaboración propia1

Imagen 2: Configuración tablero PS- 383.2 existente. Fuente: Elaboración propia.2

Imagen 3: Sección transversal PS- 383.2 existente. Fuente: Proyecto original, anejo n2 Cartografía y Topografía3

Tabla 1: Comprobaciones y parámetros analizados en el estudio. Fuente: Elaboración propia1

Tabla 2: Fuente de información relevante del proyecto. Fuente: Elaboración propia.....1

Tabla 3: Normativa de referencia para las comprobaciones. Fuente: Elaboración propia.2

Tabla 4: Valores adoptados de parámetros de estudio. Fuente: Elaboración propia.3

Tabla 5: resumen de incompatibilidades de estructuras del Anejo nº 31 4

Tabla 6: Altura mínima libre para línea aérea de contacto. Fuente: Anejo nº 31. Interoperabilidad, Apéndice 1, apartado 4.4.6 4

Tabla 7: Valores de parámetros para el cálculo de altura mínima libre para la electrificación de la línea. ... 5

Tabla 8: Resumen déficit altura libre para electrificación. Fuente: Elaboración propia..... 5

Tabla 9: Resumen comprobación gálibo horizontal. Fuente: Elaboración propia 5

Tabla 10: Resumen incumplimientos PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia 6

Tabla 11: Condicionantes geométricos finales de cumplimiento en interoperabilidad. Fuente: Elaboración propia 6

Figura 1: Mapa PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia. 2

Figura 2: Sección tipo de proyecto con gálibos GC y GEC16 4

1. OBJETO

En este anejo se recogen los principales condicionantes de interoperabilidad que afectan al paso superior situado en el P.K. 383+200 de la Línea 330, dentro del subtramo La Encina – Bifurcación Alicante del Corredor Mediterráneo (ver imagen 1).

La finalidad no es repetir el estudio completo de interoperabilidad del proyecto, sino extraer aquellos requisitos que condicionan directamente la reposición de la estructura. En concreto, se analizan los aspectos relacionados con el gálibo ferroviario, la altura libre bajo tablero, la electrificación, la distancia horizontal a obstáculos y la configuración futura de la plataforma ferroviaria.

Este análisis sirve como base técnica para el Estudio de Soluciones, ya que permite fijar las dimensiones mínimas que debe respetar cualquier alternativa planteada para la nueva estructura.

La información se recoge principalmente del Anejo nº 31. Interoperabilidad del Proyecto de Construcción para la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo.



Imagen 1: Situación general del antiguo PS- 383.2 en su entorno. Fuente: Elaboración propia

2. ALCANCE DEL ESTUDIO

El alcance del anejo se limita al PS 383.2, tomando como referencia los criterios y comprobaciones ya desarrollados en el estudio de interoperabilidad del proyecto constructivo.

A partir de dicho documento se revisan las siguientes comprobaciones:

Comprobación	Parámetro analizado
Gálibo de implantación de obstáculos	Gálibo ferroviario aplicable a la sección bajo el paso superior
Gálibo vertical	Altura libre existente frente a la altura requerida
Electrificación y pantógrafo	Altura necesaria para hilo de contacto, catenaria y aislamiento eléctrico
Distancia eje-obstáculo	Separación entre eje de vía y pilas/estribos
Entreeje	Separación entre las vías bajo la estructura
Luz libre horizontal	Anchura mínima entre paramentos estructurales
Ancho mixto	Compatibilidad con ancho ibérico y ancho estándar

Tabla 1: Comprobaciones y parámetros analizados en el estudio. Fuente: Elaboración propia

En el Anejo nº 31 se indica que, dentro de las actuaciones del proyecto, se contempla la adaptación de estructuras para el cumplimiento de gálibos verticales y distancias mínimas a paramento vertical. También se señala que el estudio de gálibos se desarrolla con el objetivo de alcanzar el gálibo GC+GEC16 en la línea, completándolo con el análisis de la distancia desde el eje de vía hasta la pila más cercana conforme a la NAP 2-0-0.4 Ed. 3.

3. MARCO NORMATIVO Y DOCUMENTAL

3.1. Documento base empleado

Como documento principal se toma el Anejo nº 31. Interoperabilidad del proyecto, donde se analiza el cumplimiento de las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad aplicables al subtramo.

Dentro de ese anejo, resultan especialmente relevantes para este estudio:

Documento / apartado	Utilización en este anejo
Apartado 2.1.3. Modificaciones de trazado	Identificación de pasos superiores con incompatibilidades
Apéndice 1. Estudio de gálibos	Comprobaciones de gálibo y electrificación
Apéndice 3. Secciones tipo	Sección ferroviaria prevista bajo estructuras
Apéndice 10. Inventario de pasos superiores existentes	Descripción de la estructura existente

Tabla 2: Fuente de información relevante del proyecto. Fuente: Elaboración propia.

3.2. Normativa de referencia

Para el análisis se consideran las siguientes referencias:

Norma / documento	Aplicación
Reglamento UE nº 1299/2014, ETI Infraestructura	Gálibos, entreejes, geometría de vía y estructuras
Reglamento UE nº 1301/2014, ETI Energía	Compatibilidad con electrificación
Reglamento de Ejecución UE 2023/1694	Actualización de las ETI aplicables
Orden FOM/1630/2015, Instrucción Ferroviaria de Gálibos	Gálibos de implantación de obstáculos
UNE-EN 15273-3	Método de cálculo de gálibos
NAP 2-0-0.4 Ed. 3, Pasos superiores	Distancia mínima eje de vía-paramento estructural
Anejo nº 31. Interoperabilidad	Datos específicos del proyecto

Tabla 3: Normativa de referencia para las comprobaciones. Fuente: Elaboración propia.

En relación con la distancia entre ejes, el Anejo nº 31 indica que esta debe comprobarse conforme a la especificación de referencia y que, en el proyecto, se analiza el ancho convencional por ser el más exigente de los dos anchos coexistentes. Para Caudete, se recoge un entreeje mínimo de **4.088 mm** entre las vías 1 y 3.

4. DATOS DE PARTIDA

4.1. Localización y configuración existente

El paso superior objeto de estudio se sitúa en el P.K. 383+200 de la Línea 330, en el entorno de la estación de Caudete. La estructura permite el cruce superior del ramal de la N-344 sobre la plataforma ferroviaria.

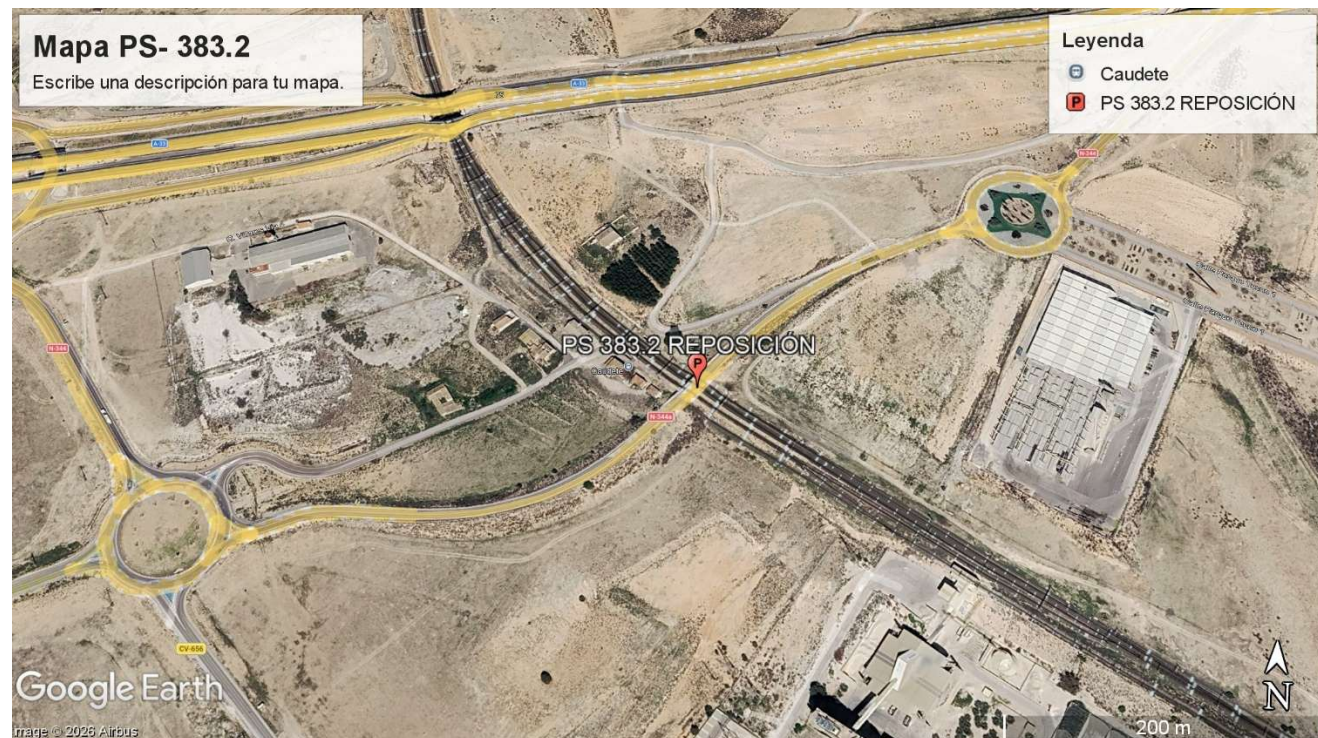


Figura 1: Mapa PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia.

En el presente TFM se mantiene la denominación PS 383.2, aunque en determinados puntos de la documentación del proyecto puede aparecer referido como P.K. 383+220. Esta última referencia solo se empleará cuando se cite literalmente el inventario o alguna tabla concreta del proyecto.



Imagen 2: Configuración tablero PS- 383.2 existente. Fuente: Elaboración propia.

4.2. Parámetros ferroviarios adoptados

Una vez situada la estructura existente, se definen los parámetros ferroviarios que condicionan las comprobaciones de gálibo. Estos valores son necesarios porque el gálibo no depende únicamente de la altura libre del tablero, sino también de la configuración de vía prevista, del ancho implantado, del entreeje, de la electrificación y de la posición de los obstáculos respecto a los ejes ferroviarios.

En este caso, el PS 383.2 se encuentra dentro del ámbito de implantación del ancho estándar en la Línea 330, por lo que la sección bajo la estructura debe ser compatible con la futura configuración de ancho mixto. Además, al tratarse de un paso superior existente con apoyos próximos a la vía, es necesario considerar tanto las condiciones de gálibo vertical como las distancias horizontales mínimas frente a pilas y estribos.

Los parámetros adoptados para el análisis son los siguientes:

Parámetro	Valor adoptado
Línea	Línea 330
Paso superior	PS 383.2
PK de referencia	383+200
Configuración de vía	Ancho mixto
Anchos considerados	1.668 mm / 1.435 mm
Gálibo de referencia	GC+GEC16
Entreeje bajo el PS 383.2	4,088 m
Altura libre existente	5,61 m
Distancia eje-pila/estribo existente	2,90 m
Distancia mínima eje-paramento	5,30 m

Tabla 4: Valores adoptados de parámetros de estudio. Fuente: Elaboración propia.

El Anejo nº 31 indica que el estudio de gálibos se realiza para alcanzar en la línea el gálibo **GC+GEC16**, considerando como puntos singulares, entre otros, los pasos superiores que cruzan las líneas ferroviarias del proyecto. En ese mismo apartado se señala que el estudio se completa con la comprobación de las distancias entre el eje de vía y la pila más cercana, conforme a la *NAP 2-0-0.4 Ed. 3*.

En la tabla de incompatibilidades del mismo anejo, el PS 383.2 aparece con una distancia eje-pila/estribo de **2,90 m**, una altura libre de **5,61 m**, resultado **“No cumple”** y la observación de que no es salvable por modificación de trazado, por lo que se proyecta una estructura nueva.

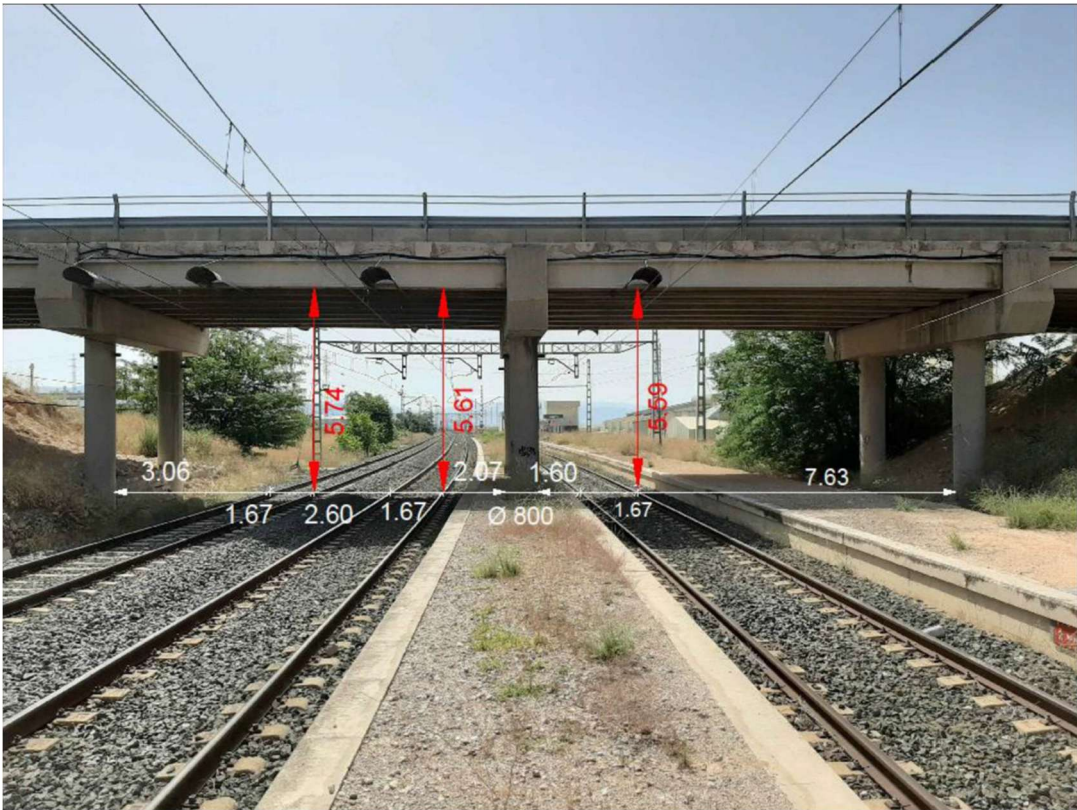


Imagen 3: Sección transversal PS- 383.2 existente. Fuente: Proyecto original, anejo n2 Cartografía y Topografía

En la sección existente (ver imagen 3) se aprecia la disposición de tres vías bajo el paso superior, con apoyos intermedios y laterales que limitan la sección ferroviaria disponible. Las cotas representadas permiten identificar tanto las alturas libres bajo tablero como las distancias horizontales condicionadas por las pilas existentes. Para las comprobaciones normativas se adoptan, no obstante, los valores recogidos en el estudio de interoperabilidad del proyecto.

5. METODOLOGÍA DE COMPROBACIÓN

El análisis se realiza de forma secuencial, partiendo de la situación existente y de la configuración ferroviaria futura prevista. Con ello se pretende separar claramente qué datos proceden de la estructura actual y qué valores corresponden a los requisitos mínimos que debe cumplir la nueva solución.

El procedimiento seguido es el siguiente:

- Se identifica el gálibo ferroviario aplicable al tramo, considerando la implantación de ancho mixto.
- Se comprueba la altura libre existente bajo el tablero frente al valor de gálibo vertical requerido.
- Se revisa la comprobación específica de electrificación y pantógrafo.
- Se analiza la distancia horizontal entre los ejes de vía y los elementos estructurales existentes.
- Se fija el entreeje de referencia para la sección ferroviaria bajo el paso.
- Se calcula la luz libre horizontal mínima necesaria entre paramentos.
- Se resumen los condicionantes geométricos que deben considerarse en la reposición de la estructura.

Esta metodología permite obtener los dos parámetros principales de diseño para la nueva estructura: la **altura libre mínima** y la **luz libre horizontal mínima**.

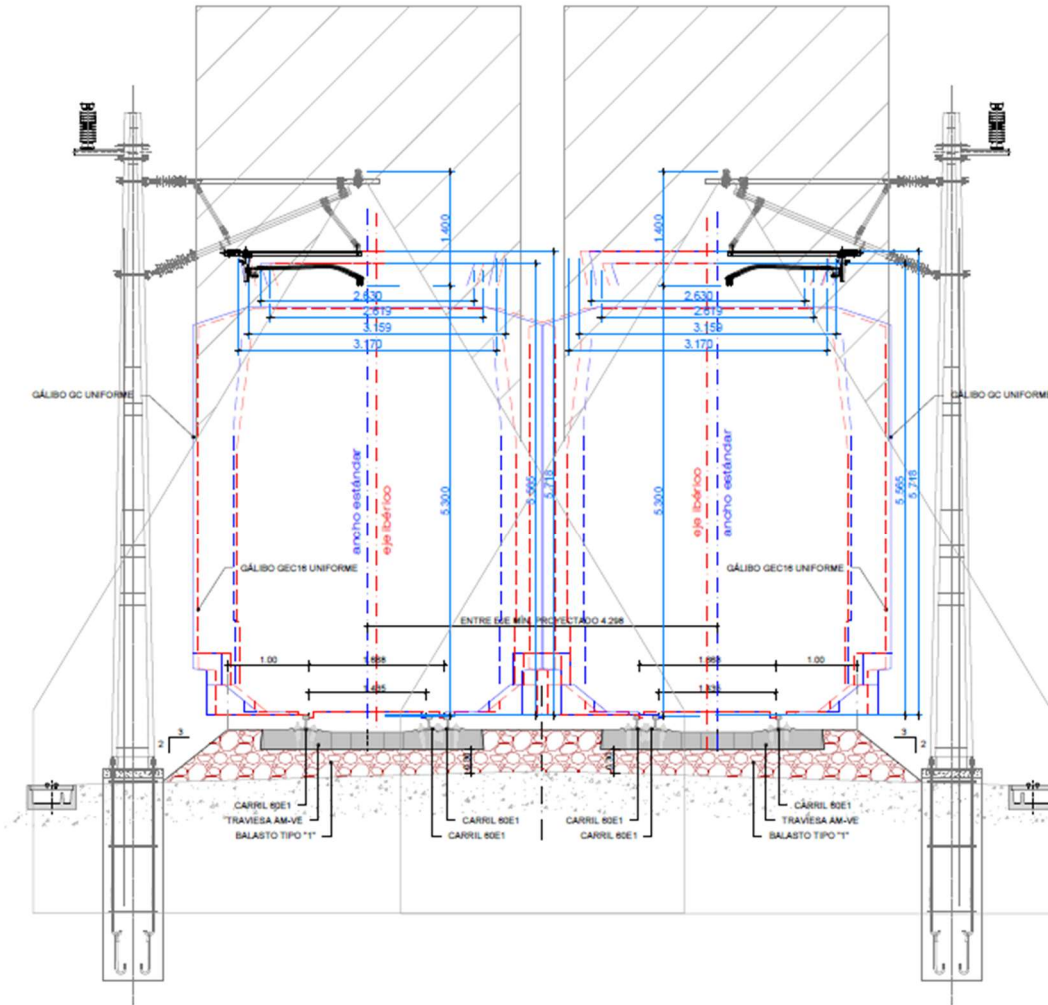
6. COMPROBACIONES NORMATIVAS Y GEOMÉTRICAS

6.1. Gálibo de implantación de obstáculos

Para la configuración futura del tramo se considera una vía de ancho mixto, el gálibo de implantación de obstáculos debe ser compatible con la circulación en ancho ibérico y en ancho estándar. Por este motivo, el estudio de interoperabilidad adopta como referencia el gálibo combinado: GC+GEC16

Antes de analizar las modificaciones de trazado, se incorporan los resultados del estudio de gálibos realizado para lograr el gálibo GC+GEC16 en la línea. Entre los puntos singulares analizados se incluyen los pasos superiores, tanto carreteros como ferroviarios, que cruzan las líneas objeto del proyecto.

En el caso del PS 383.2, este gálibo es el que condiciona la comprobación de la sección existente y la definición geométrica de la reposición (ver figura 2).



SECCIÓN TIPO EN VÍA GENERAL
VÍA DOBLE: LÍNEA 330 Y LÍNEA 332
382+022.704 - 383+725.106
Escala 1:40
(Cotas en m)

Figura 2: Sección tipo de proyecto con gálibos GC y GEC16

Fuente: Anejo nº 31. Interoperabilidad, Apéndice 3. Secciones tipo

6.2. Gálibo vertical bajo tablero

La primera comprobación directa sobre la estructura existente es la altura libre vertical bajo el tablero.

En la tabla resumen de incompatibilidades del Anejo nº 31, el PS 383.2 presenta una altura libre existente de 5,61 m, frente a un valor de referencia de **6,00 m**. El resultado indicado es "No cumple", con una insuficiencia de 39 cm (ver tabla 5).

ACTUACIÓN	DENOMINACIÓN	P.K. LÍNEA 332 - 330	DISTANCIA DE EJE A PILA/ESTRIBO	GÁLBO VERTICAL EXISTENTE	GEC16 6,00 M	INSUFICIENCIA (CM)	COMENTARIOS
RIPADO 1	PS-0.1	001+170 (línea 332)	3,96	12,83	Cumple	683	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.
RIPADO 2	PS-1.6	001+638 (línea 332)	4,52	7,25	Cumple	125	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.
REBAJE 1 (a y b)	PS-380.1	380+100	4,45	4,85	No cumple	-115	Se realiza un rebaje de rasante tanto en la línea 332 como en la línea 330 que circula paralela y cuya distancia a de eje a borde de estribo es de 2,51 m. Se ejecutan receridos laterales de los estribos como muro contra impacto.
PS-383.2	PS-383.2	383+200	2,90	5,61	No cumple	-39	No salvable por modificación de trazado. Se proyecta una estructura nueva.
PS-387.8	PS-387.8	387+860	4,19	5,05	No cumple	-95	No salvable por modificación de trazado. Se proyecta una estructura nueva.
RIPADO 3	PS-401.5	401+595	4,56	7,01	Cumple	101	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.
REBAJE 2	PS-403.1	403+170	4,27	5,25	No cumple	-75	Se realiza rebaje de rasante y ejecución de muro contra impacto.
RIPADO 4	PS-412.1	412+195	5,00	6,93	Cumple	93	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.
RIPADO 6	PS-414.7/TRA V-835	414+750	4,10	6,63	Cumple	63	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.
PS-416.2	PS-416.2	416+235	4,20	5,31	No cumple	-69	No salvable por modificación de trazado. Se proyecta una estructura nueva.
Paso 1 bajo LAV Madrid-Murcia		429+000	4,88	7,22	Cumple	122	A pesar del incumplimiento, se ha realizado la comprobación de la estructura en el Anejo de Estructuras y no requieren de la ejecución de nuevos muros contra impacto.
Paso 2 bajo LAV Murcia-Alicante		429+100	4,85	7,72	Cumple	172	A pesar del incumplimiento, se ha realizado la comprobación de la estructura en el Anejo de Estructuras y no requieren de la ejecución de nuevos muros contra impacto.
RIPADO 7	PS-441.1	441+190	4,30	7,33	Cumple	133	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo. A pesar del incumplimiento, se ha realizado la comprobación de la estructura en el Anejo de Estructuras y no requieren de la ejecución de nuevos muros contra impacto.
PS-441.1	PS-441.1	441+190	4,29	5,03	No cumple	-97	No salvable por modificación de trazado. Se proyecta una estructura nueva.
RIPADO 8	PS-443.0/A-7 Autopista Mediterráneo	443+020	4,40	7,7	Cumple	170	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.
REBAJE 3	PS-444.5	444+560	4,20	4,9	No cumple	-110	Se realiza un rebaje de rasante y se ejecutan muro contra impacto para proteger la pila más cercana.
RIPADO 9	PS-449.3/ Autovía A-77	449+355	4,60	7,57	Cumple	157	Se realiza una modificación de trazado para separar la vía del estribo.

Tabla 5: resumen de incompatibilidades de estructuras del Anejo nº 31

Fuente: Anejo nº 31. Interoperabilidad, Apartado 2.1.3. Modificaciones de trazado

Por tanto, la estructura actual no cumple la comprobación vertical general considerada en el estudio de gálibos del proyecto.

6.3. Comprobación de electrificación y gálibo de pantógrafo

Además del gálibo vertical general, el proyecto comprueba la compatibilidad del paso superior con la línea aérea de contacto. Esta comprobación resulta necesaria porque bajo la estructura debe alojarse no solo la envolvente del material rodante, sino también el sistema de electrificación, el gálibo del pantógrafo y las distancias de aislamiento eléctrico.

El cálculo puede resumirse en los siguientes pasos.

Primero, se identifican los pasos superiores que no disponen de altura suficiente para la electrificación prevista. En el caso del PS 383.2, la altura libre existente es de 5,61 m obliga a realizar una comprobación específica (ver tabla 6).

Denominación	PK VIA	Altura a HC (m)	Incremento altura por Hcat y aislamiento (m)	Altura necesaria electrificación (m)	Altura inferior del P.S. (m)	Rebaje de rasante necesario para obtener gálibo (m)	Longitud de actuación (m)
PS - 380.1 Autovía A-31	380+100	5,12	0,69+0,27	6,08	4,85	-1,23	1.392 (L332) 1.258 (L330)
PS - 383.2 / Ramal N-344	383+220	5,10	0,45+0,27	5,82	5,61	-0,21	1.160
PS-387.8	387+860	5,10	0,45+0,27	5,82	5,05	-0,77	397
PS - 396.9/Travesía a Rosalía Castro	396+930	5,10	0,45+0,27	5,82	4,97	-0,85	480
PS-403.1	403+170	5,10	0,45+0,27	5,82	5,21	-0,61	303
PS - 406.8	406+835	5,10	0,45+0,27	5,82	5,19	-0,63	860
PS-416.2	416+235	5,10	0,45+0,27	5,82	5,28	-0,54	455

Tabla 6: Altura mínima libre para línea aérea de contacto. Fuente: Anejo nº 31. Interoperabilidad, Apéndice 1, apartado 4.4.6



Segundo, se calculan las condiciones geométricas del gálibo de pantógrafo para el PS 383.2. El Anejo nº 31, en el Apéndice 1, apartado 4.4.7.1, recoge el cálculo para este paso superior, considerando un gálibo GEC16+GC y los siguientes valores de partida: vía sobre balasto en buen estado, radio mínimo en planta de 1.400 m, acuerdo vertical infinito, peralte máximo de 50 mm e insuficiencia máxima de peralte de 143 mm.

Parámetro	Valor
Tipo de vía	Balasto en buen estado
Radio mínimo en planta	1.400 m
Radio mínimo acuerdo vertical	∞
Peralte máximo	50 mm
Insuficiencia máxima de peralte	143 mm
Gálibo considerado	GEC16+GC

Tabla 7: Valores de parámetros para el cálculo de altura mínima libre para la electrificación de la línea.

Fuente: Elaboración propia

Tercero, a partir de las hipótesis estática y dinámica del sistema, se adopta la altura del hilo de contacto. Para el cálculo de la electrificación bajo los pasos superiores se considera una altura de hilo de contacto de:

$$h_{HC} = 5,10 \text{ m}$$

Cuarto, sobre la altura del hilo de contacto se añaden los incrementos correspondientes a la altura de catenaria y a la distancia de aislamiento eléctrico:

$$H_{\min} = 5,10 + 0,45 + 0,27$$

$$H_{\min} = 5,82 \text{ m}$$

Concepto	Valor
Altura de hilo de contacto adoptada	5,10 m
Incremento por catenaria	0,45 m
Incremento por aislamiento eléctrico	0,27 m
Altura libre mínima necesaria	5,82 m
Altura libre existente	5,61 m
Déficit	0,21 m

Tabla 8: Resumen déficit altura libre para electrificación. Fuente: Elaboración propia

Con esta comprobación, la altura libre existente tampoco resulta suficiente para la electrificación prevista. Se requieren **5,82 m** frente a los 5,61 m disponibles.

6.4. Distancia horizontal eje-obstáculo

La siguiente comprobación corresponde a la distancia entre el eje de la vía más próxima y los elementos estructurales del paso superior. Esta distancia se analiza conforme a la *NAP 2-0-0.4 Ed. 3*.

Para ancho ibérico se adopta una distancia mínima de **5,30 m** entre el eje de vía y el paramento de pilas, estribos u otros soportes del tablero. Al tratarse de una sección con ancho mixto, se toma el valor más desfavorable de los anchos considerados.

En el caso del PS 383.2, el valor existente recogido en el estudio es de 2,90 m.

Concepto	Valor
Distancia existente eje-pila/estribo	2,90 m
Distancia mínima adoptada	5,30 m
Déficit horizontal	2,40 m
Resultado	No cumple

Tabla 9: Resumen comprobación gálibo horizontal. Fuente: Elaboración propia

Este déficit horizontal es uno de los condicionantes principales de la reposición, ya que el PS 383.2 no es salvable mediante modificación de trazado.

6.5. Entreeje adoptado

Para calcular la luz libre horizontal mínima bajo la nueva estructura es necesario fijar el entreeje de la sección ferroviaria. En el Anejo nº 31 se indica que la distancia entre ejes debe cumplir los requisitos de distancia límite entre ejes definidos por la especificación de referencia, y que el análisis se realiza para el ancho convencional por ser el más exigente de los dos anchos coexistentes en el proyecto.

Para el entorno de Caudete, el valor recogido para las vías 1 y 3 es de 4,088 m.

6.6. Luz libre horizontal mínima

A partir de la distancia mínima eje-obstáculo y del entreeje adoptado, se calcula la luz libre horizontal mínima que debe respetar la nueva estructura.

Se considera una sección con tres vías bajo el tablero. Por tanto, la distancia entre paramentos interiores de estribos o apoyos debe incluir:

- 5,30 m desde la vía exterior izquierda hasta el paramento estructural;
- 4,088 m entre la primera y la segunda vía;
- 4,088 m entre la segunda y la tercera vía;
- 5,30 m desde la vía exterior derecha hasta el paramento estructural.

$$L_{\min} = 5,30 + 4,088 + 4,088 + 5,30$$

$$L_{\min} = 18,776 \text{ m}$$

A efectos de diseño, se adopta una luz libre horizontal mínima de **18,80 m** entre paramentos interiores de estribos o apoyos.

7. DIAGNÓSTICO DE INCUMPLIMIENTOS DEL PS- 383.2

A partir de las comprobaciones anteriores, se resumen los principales incumplimientos de la estructura existente:

Comprobación	Valor existente	Valor requerido/adoptado	Resultado
Gálibo vertical general	5,61 m	6,00 m	No cumple
Electrificación y pantógrafo	5,61 m	5,82 m	No cumple
Distancia eje-pila/estribo	2,90 m	5,30 m	No cumple
Entreeje	—	4,088 m	Valor de diseño adoptado
Luz libre horizontal mínima	—	18,80 m	Condicionante para nueva estructura
Gálibo de referencia	—	GC+GEC16	Condicionante de diseño

Tabla 10: Resumen incumplimientos PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia

8. CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS PARA LA NUEVA ESTRUCTURA

De las comprobaciones realizadas se obtienen los condicionantes mínimos que debe cumplir la solución de reposición del paso superior:

Condicionante	Valor / criterio
Gálibo de referencia	GC+GEC16
Altura libre mínima por electrificación	5,82 m
Altura de referencia general	6,00 m
Distancia mínima eje vía exterior-paramento	5,30 m
Entreeje adoptado	4,088 m
Luz libre horizontal mínima	18,80 m
Configuración ferroviaria	Ancho mixto 1.668 / 1.435 mm
Apoyos intermedios	No admisibles dentro de la sección libre condicionante

Tabla 11: Condicionantes geométricos finales de cumplimiento en interoperabilidad. Fuente: Elaboración propia

Estos valores fijan la envolvente mínima que debe cumplirse bajo la nueva estructura. En consecuencia, la solución adoptada en el Estudio de Soluciones deberá liberar la sección ferroviaria necesaria, evitando que pilas, estribos o elementos auxiliares invadan la zona condicionada por gálibo, electrificación y distancia horizontal a obstáculos.

9. CONCLUSION

El análisis de los condicionantes de interoperabilidad aplicables al PS 383.2 permite justificar la necesidad de reposición de la estructura existente.

Por un lado, la altura libre bajo el paso superior es de 5,61 m, inferior al valor de referencia de 6,00 m recogido en el estudio de gálidos. Además, la comprobación específica de electrificación obtiene una altura libre mínima necesaria de 5,82 m, por lo que también existe un déficit respecto al gálibo de pantógrafo y a la línea aérea de contacto.

Por otro lado, la distancia existente entre el eje de vía y el elemento estructural más próximo es de 2,90 m, frente a la distancia mínima adoptada de 5,30 m. Esta limitación horizontal impide resolver el incumplimiento mediante un simple ajuste de trazado.

Como resultado, la nueva estructura deberá garantizar una altura libre compatible con el gálibo GC+GEC16 y la electrificación prevista, así como una luz libre horizontal mínima de 18,80 m considerando tres vías con entreeje de 4,088 m y una distancia lateral mínima de 5,30 m desde las vías exteriores.

04. ESTUDIO GEOTÉCNICO

ÍNDICE

1. OBJETO	1
2. DOCUMENTACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE	1
3. GEOLOGÍA	1
4. ESTRATIGRAFÍA	2
5. DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN Y DEL EMPLAZAMIENTO.....	2
6. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS	3
6.1. SONDEOS DE PROYECTO	3
6.2. ENSAYOS DE LABORATORIO ASOCIADOS	3
6.3. PENETRACIONES DPSH COMPLEMENTARIAS	3
7. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICO – GEOTÉCNIA DEL EMPLAZAMIENTO	4
7.1. UNIDAD GEOTÉCNICA	4
7.2. INTERPRETACIÓN DEL PERFIL GEOTÉCNICO	4
7.3. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE REFERENCIA	5
8. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICOS, EXCAVABILIDAD Y AGRESIVIDAD	5
8.1. NIVEL FREÁTICO	5
8.2. EXCAVABILIDAD	5
8.3. AGRESIVIDAD FRENTE AL HORMIGÓN.....	5
8.4. POSIBLE EXPANSIVIDAD DE LOS MATERIALES ARCILLOSOS	6
9. CIMENTACIONES Y ASIENTOS	6
9.1. CRITERIO DEL PROYECTO ORIGINAL	6
9.2. CRITERIO DE LA NOTA TÉCNICA COMPLEMENTARIA.....	6
9.3. APLICACIÓN AL TFM	6
10. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS	6
10.1. COMPATIBILIDAD CON CIMENTACIÓN SUPERFICIAL.....	6
10.2. CONDICIONANTES CONSTRUCTIVOS	6
10.3. EXCAVABILIDAD Y MEDIOS DE EJECUCIÓN	6
10.4. CONCLUSIÓN PARA EL ESTUDIO DE SOLUCIONES	6
11. RESULTADOS DE ENSAYOS.....	6

Tabla 1: Resumen de las actuaciones realizadas para reconocimiento geotécnico del emplazamiento.3

Tabla 2: Resultados 1 ensayos sondeos en emplazamiento del PS- 383.2.3

Tabla 3: Resultados 2 ensayos sondeos en emplazamiento del PS- 383.2.3

Tabla 4: Clasificación resistencia de terreno en el emplazamiento de actuación. Fuente: Elaboración propia
..... 4

Tabla 5: Valores de parámetros del terreno de emplazamiento del PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia5

Figura 1 Mapa geológico Hoja MAGNA 819, Caudete, IGME, 1977..... 1

Figura 2: Emplazamiento del paso superior existente en el PK 383+200 y entorno previsto para su reposición. 2

Figura 3: Perfil geotécnico interpretado del emplazamiento del PS- 383.2..... 4



1. OBJETO

El presente anejo tiene por objeto recopilar y analizar la información geotécnica disponible en el entorno del paso superior situado en el PK 383+200 de la Línea 330, dentro de las actuaciones previstas para la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo, subtramo La Encina – Bifurcación Alicante.

La finalidad principal de este documento es disponer de un modelo geotécnico suficientemente representativo del emplazamiento, que permita definir los condicionantes del terreno que afectan al diseño de la nueva estructura, especialmente en lo relativo a la cimentación de los estribos, los rellenos de terraplén, la estimación de asientos, la posible presencia de nivel freático y las condiciones constructivas.

Para ello, se parte de la información incluida en el estudio geotécnico del proyecto constructivo original, que analiza de forma general las distintas actuaciones del tramo de la vía y contiene un apartado específico para el paso superior 383.2. No obstante, dado que la información inicial disponible era limitada para el nivel de detalle requerido en la fase de ejecución, se incorpora también la nota técnica complementaria elaborada posteriormente para este emplazamiento concreto.

De este modo, el anejo no pretende reproducir íntegramente el estudio geotécnico de proyecto, sino extraer y ordenar únicamente la información relevante para el paso superior objeto del TFM, contrastándola con los resultados de la campaña complementaria y adoptando unos parámetros geotécnicos de referencia para el desarrollo del cálculo estructural y la definición constructiva de la solución.

2. DOCUMENTACIÓN GEOTÉCNICA DISPONIBLE

En la elaboración de este anejo se ha tomado como referencia principal el Anejo nº 03 “Geología, Geotecnia y Procedencia de Materiales” del proyecto constructivo original. El documento presenta las condiciones geológico-geotécnicas generales e incluye, en el apartado de condiciones geotécnicas de las actuaciones, un bloque específico dedicado al paso superior 383.2.

El estudio incluye los reconocimientos geotécnicos realizados durante la redacción del proyecto, destacando dos sondeos a rotación con extracción continua de testigo en el entorno de la estructura, identificados como SE-383.2-I y SE-383.2-D, ambos con una profundidad aproximada de 15 m. A partir de estos sondeos se realizaron ensayos SPT, toma de muestras y ensayos de laboratorio para caracterizar la unidad geotécnica afectada y justificar las condiciones de cimentación y los asientos asociados a la estructura y a los terraplenes.

Adicionalmente, se cuenta con una nota técnica específica, “Rediseño cimentación PS 383.2”, elaborada a partir de la información geotécnica del proyecto y de una campaña complementaria posterior. Esta nota técnica se enfoca exclusivamente en el paso superior 383.2 y revisa las condiciones de cimentación, la estimación de asientos y el proceso constructivo asociado a los estribos y rellenos de acceso.

La campaña complementaria incluyó la ejecución de cuatro penetraciones dinámicas superpesadas (DPSH), dos en cada margen de la estructura. Estos reconocimientos permiten contrastar localmente el perfil resistente del terreno en la zona de apoyo de los estribos y verificar la compatibilidad de los resultados obtenidos con el modelo geotécnico definido en el proyecto.

En consecuencia, la documentación geotécnica utilizada en este anejo se agrupa en dos niveles: por un lado, la información de proyecto, que constituye la base inicial para la caracterización del terreno; y, por otro, la información complementaria de obra, que permite revisar y precisar los parámetros necesarios para la definición de la cimentación y del proceso constructivo.

3. GEOLOGÍA

El área del trazado en estudio se localiza al sureste del Cerro Caporucho, sierra constituida por materiales cretácicos de dirección SO-NE como es el caso de los relieves que caracterizan el dominio del Prebético externo. La localización exacta del trazado, lo sitúa ya dentro de la cuenca detrítica de materiales terciarios y cuaternarios que rellenan la depresión entre esta sierra (Cerro del Caporucho y Cerro del Rocín), y la Sierra de la Solana, relieve de materiales cretácicos de dirección SO-NE, situado al sureste de la primera.

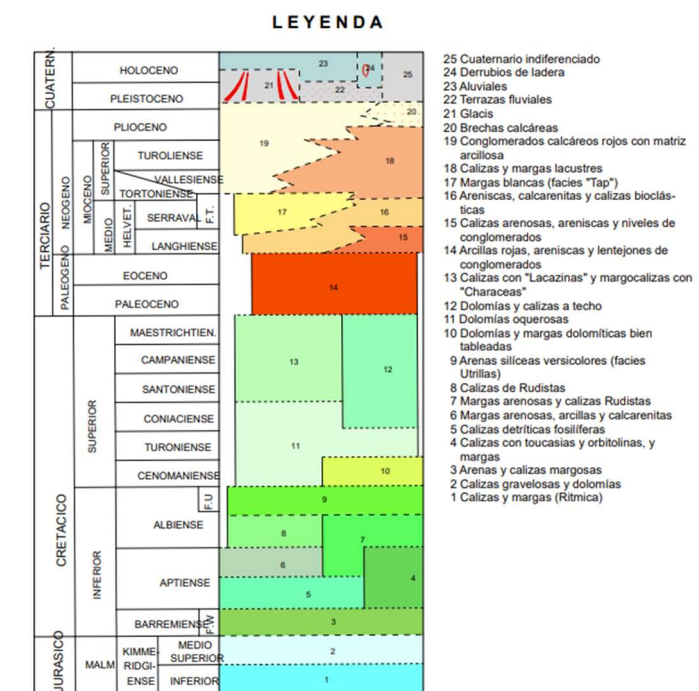
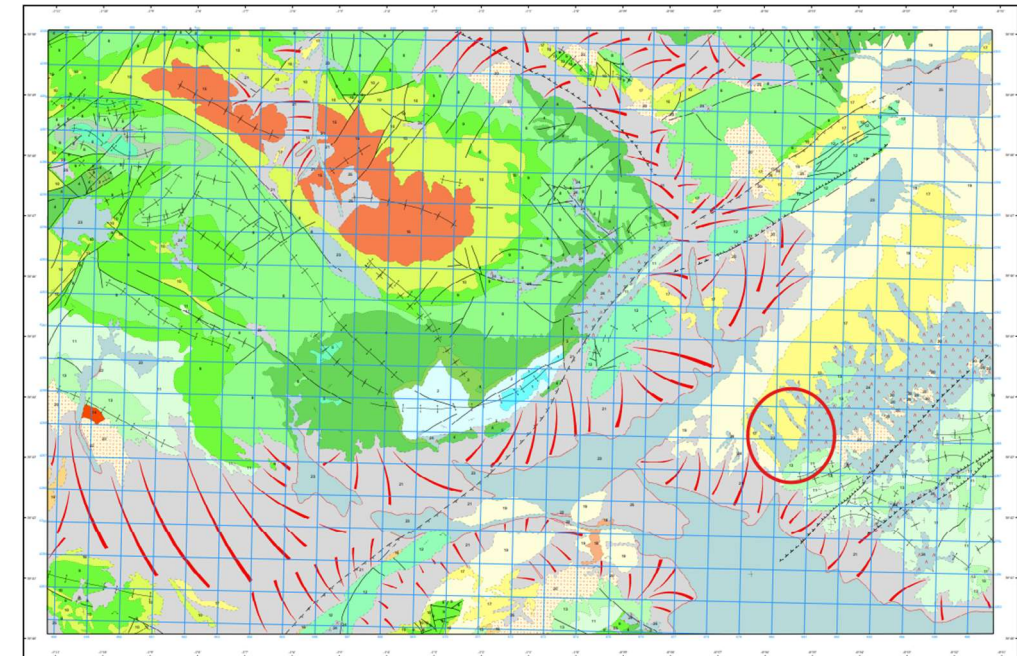


Figura 1 Mapa geológico Hoja MAGNA 819, Caudete, IGME, 1977.

Fuente: https://info.igme.es/cartografiadigital/datos/magna50/pdfs/d8_G50/Magna50_819.pdf

El trazado en estudio se emplaza en la cuenca detrítica de materiales terciarios denominada Fosa de Caudete. Estos depósitos aparecen discordantes con el substrato cretácico, y sedimentaron a favor de estructuras tectónicas previas, en este caso el horst tectónico que conforma la Sierra del Rocín y la Sierra de la Solana. Entre ambas estructuras se produce el hundimiento del bloque central a favor de fracturas distensivas, preservándose de esta forma la sedimentación más moderna miocena de la erosión.

4. ESTRATIGRAFÍA

En el presente apartado se enumeran las formaciones geológicas identificadas en la zona objeto de estudio, y se describen más en detalle las características sedimentarias y litológicas de las formaciones que tendrán influencia en la zona de trazado, bien en superficie, bien en profundidad, aunque no lleguen a ser afectadas, hasta una profundidad razonable. La traza de este tramo se sitúa sobre materiales miocenos y cuaternarios, principalmente. Los terrenos mesozoicos se encuentran en la zona como sustrato, a profundidades no interferibles por el trazado en cuestión. No obstante, se encuentran ocultos bajo la cobertera sedimentaria suprayacente y en base a este hecho se presentan en la siguiente relación de unidades.

Por edades, de antiguo a más moderno, los materiales atravesados por la traza son:

a) Mesozoico

- Cretácico
 - Senoniense (C23-26): Se compone de dolomías en bancos gruesos, con intercalaciones de margas dolomíticas, y a techo calizas micríticas, calizas de Lacazina, calizas marinas, y margas con Charácea. Los afloramientos de esta unidad dan lugar a las sierras del Rocín, Cerro Saltador y Cerro Caperucho, inmediatamente al sur de la falla de Font de la Figuera. La proximidad a este accidente tectónico confiere a estos materiales una gran fracturación.

b) Terciario (Chatiense-Mioceno):

- Langhiense Superior-Tortonense: Facies Tap (TBb-Bc): Unidad litológica Representante del mioceno marino, junto con la "formación Mugrón", ambas presentes en la hoja de Caudete Litológicamente se diferencian dos tramos en esta unidad: El tramo inferior se compone de margas algo arenosas que pasan a margas ocreas con nódulos blancos, el tramo superior se compone de margas blancas con abundantes fósiles marinos
- Mioceno Superior-Cuaternario Inferior (TBc1 QT): Unidad detrítica compuesta por areniscas, arenas y conglomerados de cantos calcáreos, bien redondeados, y matriz arcillo-arenosa de grano fino a medio.

Se dispone de forma discordante sobre las facies Tap, siendo el último episodio de sedimentación marina y dando paso a sedimentación regresiva. La sedimentación continentalizada de esta unidad responde al tipo arroyada provenientes de los relieves de la cordillera ibérica situados al norte. Se intercalan entre estos depósitos terrígenos niveles de margocalizas, calizas y arcillas correspondientes a zonas de encharcamientos o lagunas.

La potencia de esta unidad oscila entre 40 y 200 metros, y se caracteriza por su posición subhorizontal salvo en localizaciones aisladas y por la heterogeneidad en su distribución y potencia, como es propio de la sedimentación de arroyada.

c) Cuaternario

- Holoceno
 - Aluvial (Q12Al) Están constituidos por materiales sueltos carbonatados, heterométricos y de pequeño tamaño, arenas y arcillas.

Con esta denominación se identifican los depósitos de "glacis de acumulación", llanuras de inundación y aluviales, siendo imposible la diferenciación litológica. Los primeros provienen de la erosión de los terrenos mesozoicos de los relieves cercanos mientras que los siguientes se corresponden a los depósitos asociados a los pequeños cauces y arroyos que se emplazan en estas depresiones.

5. DESCRIPCIÓN DE LA ACTUACIÓN Y DEL EMPLAZAMIENTO

La actuación analizada corresponde al paso superior ubicado en el PK 383+200 de la Línea 330, en el subtramo La Encina – Bifurcación Alicante (ver figura 2). Esta estructura forma parte de las intervenciones necesarias para adaptar la línea ferroviaria al ancho estándar en el Corredor Mediterráneo.

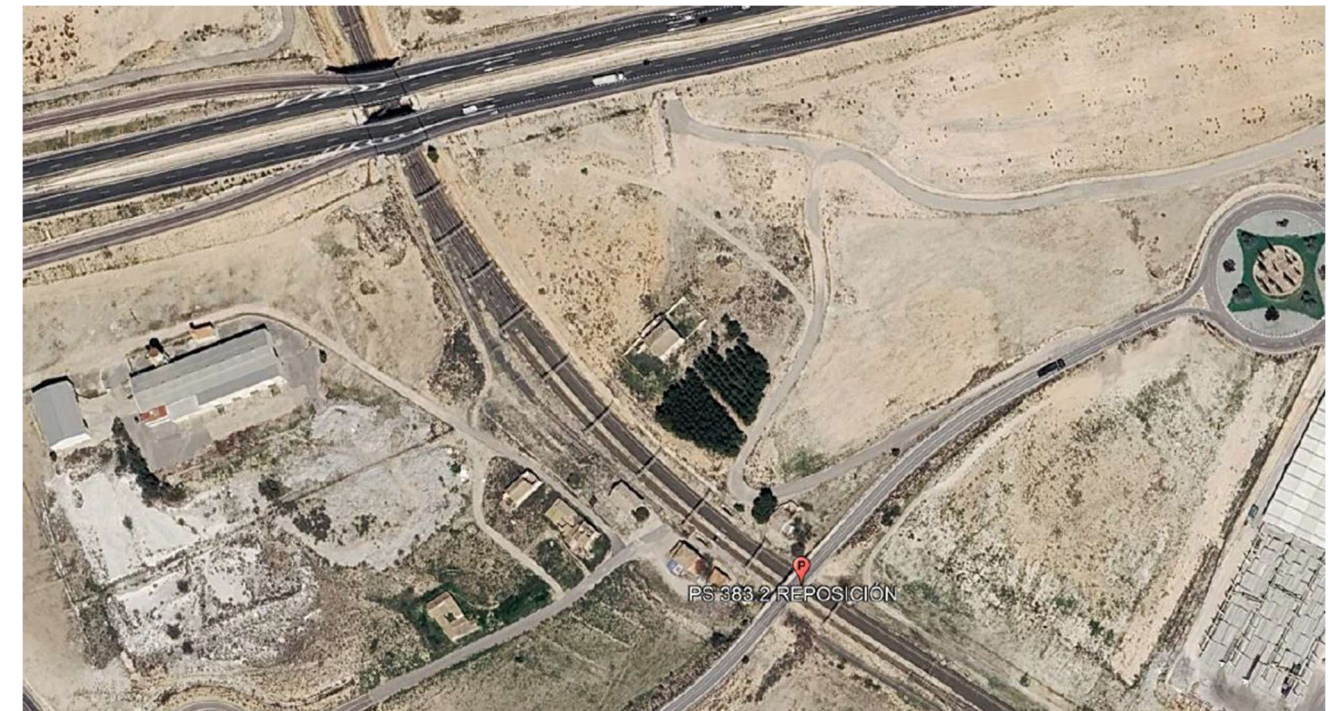


Figura 2: Emplazamiento del paso superior existente en el PK 383+200 y entorno previsto para su reposición.

Fuente: Nota técnica, "Rediseño cimentación PS 383.2"

El proyecto constructivo original prevé la sustitución del paso superior existente para aumentar el gálibo transversal y asegurar la compatibilidad con la futura configuración ferroviaria. Además de mantener la funcionalidad viaria, la nueva estructura debe cumplir los requisitos geométricos de la explotación ferroviaria prevista.

Según la documentación original de proyecto, la nueva estructura de proyecto es un paso superior de un solo vano, con una luz aproximada de 28 m, que se construirá junto a la estructura existente, al oeste del paso actual, la información del estudio geotécnico del proyecto

Desde el punto de vista geotécnico, la actuación presenta dos elementos clave para el análisis del terreno: la cimentación de los estribos, que debe transmitir las cargas al terreno, y los rellenos de acceso, cuya ejecución puede provocar asentamientos y afectar la secuencia constructiva, por tanto, el estudio geotécnico debe evaluar no solo la capacidad portante del terreno bajo las zapatas, sino también su deformabilidad, la aparición de asentamientos bajo los rellenos de acceso, la presencia de nivel freático, las condiciones de excavación y la agresividad del terreno frente al hormigón.



Este enfoque es especialmente relevante en este paso superior, ya que la documentación de proyecto y la nota técnica complementaria han revisado la relación entre los asientos estimados para las cimentaciones y los de los terraplenes de acceso. Esta revisión permite definir el proceso constructivo más adecuado y determinar si los rellenos deben ejecutarse antes de la cimentación o si puede seguirse una secuencia convencional.

6. RECONOCIMIENTOS GEOTÉCNICOS

Para la caracterización geotécnica del paso superior 383.2 se han considerado los reconocimientos específicos existentes en el entorno de la estructura. Estos reconocimientos proceden, por una parte, de la campaña geotécnica incluida en el proyecto constructivo original y, por otra, de la campaña complementaria ejecutada posteriormente para comprobar con mayor detalle las condiciones del terreno en la zona de apoyo de la estructura.

6.1. Sondeos de proyecto

El estudio geotécnico de proyecto incluye dos sondeos a rotación con extracción continua de testigo en el entorno del paso superior 383.2. Estos sondeos, identificados como SE-383+200-I y SE-383+200-D, alcanzan una profundidad aproximada de **15 m** y se sitúan en las márgenes izquierda y derecha de la estructura.

A partir de estos sondeos se dispone de información estratigráfica, ensayos SPT, muestras inalteradas y ensayos de laboratorio. Esta información permite definir el perfil geotécnico del emplazamiento, identificar la unidad de terreno afectada y obtener los parámetros resistentes y deformacionales necesarios para el análisis posterior.

6.2. Ensayos de laboratorio asociados

Las muestras obtenidas en los sondeos fueron sometidas a ensayos de identificación y caracterización geotécnica. Entre ellos se incluyen granulometrías, límites de Atterberg, determinaciones de humedad y densidad, ensayos resistentes y ensayos químicos.

Estos ensayos permiten clasificar los materiales presentes, valorar su plasticidad, estimar su comportamiento resistente y comprobar aspectos relevantes como la posible agresividad del terreno frente al hormigón o la sensibilidad de determinados niveles arcillosos frente a cambios de humedad.

6.3. Penetraciones DPSH complementarias

La campaña complementaria de 2026 consistió en la ejecución de cuatro penetraciones dinámicas superpesadas DPSH, dos en cada margen de la estructura. Su finalidad fue contrastar localmente la resistencia del terreno en la zona prevista para los apoyos y comprobar la compatibilidad de los resultados con el perfil geotécnico definido en el proyecto.

Los ensayos DPSH alcanzaron profundidades reducidas por rechazo, lo que resulta coherente con la presencia de niveles cementados o encostrados en los primeros metros del terreno. Por tanto, esta campaña no modifica el modelo geotécnico de proyecto, sino que lo confirma y permite reforzar la interpretación del comportamiento resistente del emplazamiento.

Fuente	Reconocimiento	Zona	Profundidad aproximada	Información obtenida
Proyecto constructivo	SE-383+200-I	Margen izquierda	15 m	Perfil estratigráfico, SPT, muestras y laboratorio
Proyecto constructivo	SE-383+200-D	Margen derecha	15 m	Perfil estratigráfico, SPT, muestras y laboratorio

Campaña complementaria	DPSH-1	Margen derecha	0,35 m	Contraste local de resistencia
Campaña complementaria	DPSH-2	Margen derecha	0,38 m	Contraste local de resistencia
Campaña complementaria	DPSH-3	Margen izquierda	1,02 m	Contraste local de resistencia
Campaña complementaria	DPSH-4	Margen izquierda	0,71 m	Contraste local de resistencia

Tabla 1: Resumen de las actuaciones realizadas para reconocimiento geotécnico del emplazamiento.

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, los resultados de laboratorio de los sondeos:

Sondeo	Prof. (m)	Muestra	% Grava	% Arena	% Finos (<0,08 mm)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	USCS
SE-383+200-I	3,00–3,60	MI	0	0	100	51	23	28	CH
SE-383+200-I	10,50–10,90	SPT	21	22	57	19	13	5	CL-ML
SE-383+200-D	3,00–3,60	MI	0	10	90	57	23	34	CH
SE-383+200-D	7,50–8,10	SPT	14	17	69	38	19	19	CL

Tabla 2: Resultados 1 ensayos sondeos en emplazamiento del PS- 383.2.

Fuente: Nota técnica de la campaña geotécnica complementaria.

Sondeo	Prof. (m)	γ_d (t/m ³)	γ_{sat} (t/m ³)	W (%)	c (kg/cm ²)	ϕ (°)	Hinch. libre (%)	SO ₄ ²⁻ (mg/kg)
SE-383+200-I	3,00–3,60	1,52	1,78	17,2	0,038	25,5	1,66	82
SE-383+200-I	10,50–10,90			11,9				
SE-383+200-D	3,00–3,60	1,68	1,99	18,8				182
SE-383+200-D	7,50–8,10			24,6				

Tabla 3: Resultados 2 ensayos sondeos en emplazamiento del PS- 383.2.

Fuente: Nota técnica de la campaña geotécnica complementaria.

Debe hacerse notar que, aunque las 4 muestras ensayadas se clasifican como arcillas, esto se debe a que se ensayaron de forma casual muestras situadas en capas más arcillosas, pero lo cierto es que los primeros 3 m de costra más o menos carbonatada es una capa más arenosa que arcillosa, y otros niveles más profundos son previsiblemente arenas arcillosas.

La información anterior se considera suficiente para establecer un modelo geotécnico de partida del emplazamiento y para valorar, en los apartados posteriores, la capacidad portante del terreno, los asientos previsibles, la presencia de nivel freático y los condicionantes constructivos asociados.

7. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICO – GEOTÉCNIA DEL EMPLAZAMIENTO

7.1. Unidad geotécnica

A partir de los reconocimientos disponibles, el terreno del entorno del paso superior 383.2 se identifica con la unidad Qg, correspondiente a depósitos cuaternarios de glaci. Esta unidad presenta una naturaleza heterogénea, formada por niveles arcillosos y arcilloarenosos que alternan con arenas, areniscas parcialmente cementadas y niveles aislados de gravas.

En el emplazamiento de la estructura predominan arcillas arenosas carbonatadas de tonos marrón a rojizo, junto con arenas limosas, gravas y niveles de costra o cementación carbonatada. Este terreno muestra un comportamiento mixto, con zonas más cohesivas y otras con mayor componente granular o cementado.

7.2. Interpretación del perfil geotécnico

Los sondeos de proyecto muestran una cierta similitud entre ambas márgenes de la estructura. En los primeros metros se detectan materiales arcilloarenosos y niveles parcialmente cementados, mientras que a partir de aproximadamente 9 m de profundidad se observa rechazo sistemático en los ensayos, asociado a niveles semicementados o cementados de elevada rigidez.

Por tanto, para el desarrollo del presente TFM se adopta un modelo geotécnico simplificado formado por dos niveles principales:

Profundidad	Descripción geotécnica	Comportamiento esperado
0 – 9 m	Arcillas arenosas carbonatadas, arenas limosas, gravas aisladas y niveles encostrados o parcialmente cementados	Terreno heterogéneo, con resistencia media y cierta deformabilidad
> 9 m	Niveles semicementados a cementados, con rechazos sistemáticos en los ensayos	Terreno de elevada rigidez, prácticamente indeformable a efectos de asiento

Tabla 4: Clasificación resistencia de terreno en el emplazamiento de actuación. Fuente: Elaboración propia

Este modelo representa de manera sencilla el comportamiento del terreno en el emplazamiento. La campaña complementaria confirma que el perfil interpretado en el proyecto (ver figura 2) es compatible con los reconocimientos adicionales, por lo que se considera válido como base para el análisis posterior.

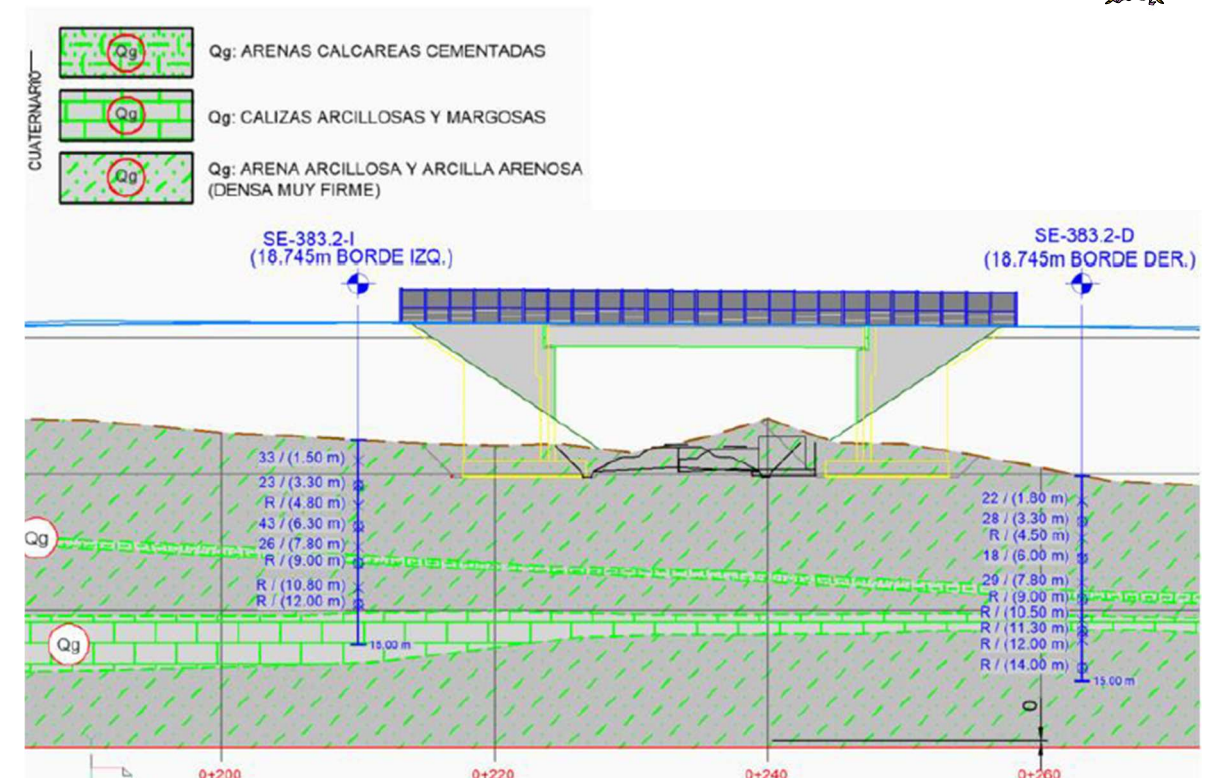


Figura 3: Perfil geotécnico interpretado del emplazamiento del PS- 383.2.

Fuente: Anejo nº 03 "Geología, Geotecnia y Procedencia de Materiales"



7.3. Parámetros geotécnicos de referencia

A continuación, se presenta la tabla resumen de los parámetros geotécnicos obtenidos de los ensayos realizados para el terreno del emplazamiento del PS- 383.2.

TABLA RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.				
Qg (PS 383.2)				
	Máximo	Mínimo	Medio	Desv. Estándar
GRANULOMETRIA				
% Grava (>2 mm)	98,6	0,0	38,5	42,7
% Arena (2 mm - 0,08 mm)	27,8	0,0	11,5	11,0
% Finos (<0,08 mm)	100,0	0,0	50,0	40,3
D ₆₀	77,53	0,05	20,02	33,87
D ₃₀	60,67	0,02	13,76	24,54
D ₁₀	46,88	0,01	9,61	18,09
Cu	24,0	1,3	5,1	8,4
Cz	1,5	0,1	1,1	0,5
PLASTICIDAD. LÍMITES DE ATTERBERG				
Límite Líquido (%)	57,1	0,0	29,6	23,6
Límite Plástico (%)	32,6	0,0	15,9	12,3
Índice de plasticidad (%)	33,7	0,0	13,7	13,5
DENSIDAD, PESO ESPECÍFICO Y HUMEDAD				
γ _{seca} (t/m ³)	1,7	1,5	1,6	0,1
γ _{saturada} (t/m ³)	2,0	1,8	1,9	0,1
γ _{aparente} (t/m ³)	2,0	1,8	1,9	0,2
Humedad (%)	24,6	11,9	18,4	4,6
PARÁMETROS RESISTENTES				
Resistencia a Compresión Simple (kg/cm ²)	1,8	1,8	1,8	-
	C	C' (kg/cm ²)	0,038	0,038
	D	φ' (°)	25,5	25,5
	U	Cu(kg/cm ²)	-	-
	U	φu (°)	-	-
COLAPSO				
Colapso (%)	0,3	0,3	0,3	-
COMPOSICIÓN QUÍMICA				
Materia orgánica (%)	-	-	-	-
Sulfatos SO ₃ (%)	82,0	82,0	82,0	-

Tabla 31. Resumen de ensayos de laboratorio. PS 383.2

Tabla 5: Resumen de ensayos del terreno PS- 383.2

Fuente: Anejo nº 03 "Geología, Geotecnia y Procedencia de Materiales"

Para los análisis de cimentación y asientos se utilizan los parámetros de la nota técnica complementaria. En el nivel superior, hasta aproximadamente 9 m de profundidad, se emplea un módulo de deformación de 50 MPa para el cálculo simplificado de asientos. Por debajo de esta profundidad, se considera un módulo de 200 MPa debido a la mayor rigidez del terreno. Para el análisis de los rellenos, se utiliza un peso específico del terreno de aproximadamente 20 kN/m³.

Parámetro	Valor adoptado	Aplicación
Módulo de deformación 0–9 m	50 MPa	Estimación de asientos en el nivel superior
Módulo de deformación >9 m	200 MPa	Sustrato cementado de elevada rigidez
Coeficiente de Poisson	0,28	Cálculo elástico de asientos
Peso específico de rellenos	20 kN/m ³	Estimación de cargas transmitidas por terraplenes
Tensión admisible de referencia	500 kPa	Comprobación preliminar de cimentación superficial

Tabla 6: Valores de parámetros del terreno de emplazamiento del PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia

Fuente: Proyecto original, Anejo nº 03 "Geología, Geotecnia y Procedencia de Materiales"

8. CONDICIONES HIDROGEOLÓGICAS, EXCAVABILIDAD Y AGRESIVIDAD

8.1. Nivel freático

En los reconocimientos disponibles no se ha detectado nivel freático en el emplazamiento del paso superior 383.2. Esta condición es relevante para el análisis geotécnico, ya que reduce la probabilidad de problemas asociados a excavaciones bajo agua, subpresiones o consolidaciones lentas por disipación de presiones intersticiales.

La ausencia de nivel freático también influye en la estimación de asientos. Al no encontrarse el terreno saturado, los asientos esperables bajo las cimentaciones y los rellenos de acceso se producirán de forma rápida, principalmente durante la propia fase de construcción.

8.2. Excavabilidad

Los materiales superficiales de la unidad Qg pueden excavar, en general, mediante medios mecánicos convencionales. No obstante, la presencia de costras carbonatadas y niveles parcialmente cementados puede requerir medios de mayor potencia de forma puntual.

Este aspecto deberá tenerse en cuenta durante la planificación de las excavaciones de cimentación, especialmente si aparecen niveles encostrados de mayor continuidad o dureza en la zona de apoyo.

8.3. Agresividad frente al hormigón

Desde el punto de vista de la agresividad química, los ensayos disponibles no indican un terreno agresivo frente al hormigón. Los contenidos de sulfatos solubles recogidos en la documentación se sitúan por debajo de los umbrales que obligarían a adoptar una clase específica de exposición química agresiva.

Por tanto, no se considera necesario establecer medidas especiales por ataque químico al hormigón, más allá de las exigencias generales que correspondan por ambiente y durabilidad.

8.4. Posible expansividad de los materiales arcillosos

En el emplazamiento aparecen puntualmente arcillas de plasticidad media a alta. Aunque los ensayos reflejan cierto potencial de hinchamiento, la nota técnica concluye que este aspecto no condiciona el diseño de la cimentación debido a que el terreno no está saturado, y resulta muy impermeable frente a posible saturación por precipitaciones.

No obstante, desde el punto de vista constructivo, se recomienda limitar el tiempo de exposición del fondo de excavación, especialmente si este queda situado sobre niveles arcillosos. En ese caso, resulta conveniente proteger el fondo con hormigón de limpieza en un plazo reducido, evitando variaciones de humedad que puedan alterar el terreno de apoyo.

9. CIMENTACIONES Y ASIENTOS

9.1. Criterio del proyecto original

El estudio geotécnico del proyecto evalúa la cimentación del paso superior 383.2 según la solución estructural prevista. Se plantea resolver la estructura con cimentación superficial sobre los depósitos de la unidad Qg.

El proyecto original determinó una capacidad portante suficiente para cimentación directa, con una carga admisible a corto plazo de 3,7 kg/cm². Para estimar los asentos, se consideró una tensión de trabajo de 2,5 kg/cm², resultando en asentos máximos de pocos centímetros y un asiento diferencial bajo.

Estos valores indicaban que el terreno era adecuado para cimentación mediante zapatas.

9.2. Criterio de la nota técnica complementaria

La nota técnica complementaria revisa esta cuestión y analiza conjuntamente la deformabilidad del terreno bajo la cimentación y los rellenos de acceso. Se adopta un criterio coherente al emplear un modelo deformacional común para ambos elementos.

Tras esta revisión, los asentos de zapatas y rellenos son del mismo orden de magnitud y se consideran admisibles.

Para la cimentación superficial, se mantiene una tensión admisible de 500 kPa como referencia para cargas de servicio sin mayorar. En los rellenos de acceso, con una altura aproximada de 11 m y un peso específico de 20 kN/m³, la presión transmitida es de unos 220Kpa.

9.3. Aplicación al TFM

Este anejo aún no define una tipología estructural, ya que se analizará en el estudio de soluciones. Por tanto, los resultados de cimentación del proyecto y de la nota técnica se utilizan como referencia geotécnica inicial.

En consecuencia, se considera viable la cimentación superficial para soluciones cuyas cargas, posición de apoyos y geometría de rellenos sean compatibles con las hipótesis analizadas. Si la solución seleccionada modifica significativamente alguno de estos aspectos, será necesario verificar de nuevo la capacidad portante y los asentos con los parámetros de este anejo.

10. CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS

10.1. Compatibilidad con cimentación superficial

La información recopilada indica que el terreno tiene una capacidad portante adecuada para cimentación superficial, siempre que las cargas y la geometría de los apoyos se mantengan dentro del rango analizado en la documentación geotécnica disponible.

Este aspecto permite optar por soluciones estructurales con estribos sobre zapatas, evitando en principio la necesidad de cimentaciones profundas.

10.2. Condicionantes constructivos

La ausencia de nivel freático simplifica las excavaciones y reduce los condicionantes hidrogeológicos. Sin embargo, la presencia de niveles arcillosos y costras cementadas requiere prever un control adecuado del fondo de excavación. evitarse la exposición prolongada del fondo de cimentación y se deberá proteger mediante hormigón de limpieza cuando sea necesario.

10.3. Excavabilidad y medios de ejecución

La presencia de niveles encostrados o parcialmente cementados puede afectar puntualmente la excavabilidad, pero no representa una limitación relevante para las alternativas propuestas en proyecto, por lo que se consideran condiciones favorables para la excavación de los terrenos del emplazamiento.

Este aspecto debe considerarse en la planificación constructiva, la elección de los medios de excavación y la definición del proceso de ejecución de cimentaciones y rellenos.

10.4. Conclusión para el estudio de soluciones

Desde el punto de vista geotécnico, no se identifican condicionantes que impidan la reposición del paso superior con una solución convencional. La información disponible es suficiente para el estudio de soluciones y permitirá, una vez seleccionada la alternativa más adecuada, realizar las comprobaciones específicas de cimentación y asentos.

11. RESULTADOS DE ENSAYOS

[illegible]

[illegible]

SE-383+200-I

FECHA

26/03/2021 - 27/04/2021

MAQUINARIA

ROLATEC RL-400

OBRA: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN PARA LA IMPLANTACIÓN DEL ANCHO ESTÁNDAR, EN EL CORREDOR MEDITERRÁNEO: TRAMO: CASTELLBISBAL-MURCIA, SUBTRAMO: LA ENCINA-BI, ALICANTE.

PETICIONARIO: CONSULTRANS, S.A.

REFERENCIA: A - 18790 / GT

CYTEM

LABORATORIO DE CALIDAD Y
TECNOLOGÍA DE LOS MATERIALES S.L.



REPORTAJE FOTOGRÁFICO



SE-383+200-I	FECHA	26/03/2021 - 27/04/2021	OBRA: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN PARA LA IMPLANTACIÓN DEL ANCHO ESTÁNDAR, EN EL CORREDOR MEDITERRÁNEO: TRAMO: CASTELLBISBAL-MURCIA, SUBTRAMO: LA ENCINA-BI, ALICANTE.		CYTEM LABORATORIO DE CALIDAD Y TECNOLOGÍA DE LOS MATERIALES S.L.	
	MAQUINARIA	ROLATEC RL-400	PETICIONARIO: CONSULTRANS, S.A.			REFERENCIA: A - 18790 / GT

REPORTAJE FOTOGRÁFICO



SE-383+200-I	FECHA	26/03/2021 - 27/04/2021	OBRA: PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN PARA LA IMPLANTACIÓN DEL ANCHO ESTÁNDAR, EN EL CORREDOR MEDITERRÁNEO: TRAMO: CASTELLBISBAL-MURCIA, SUBTRAMO: LA ENCINA-BI, ALICANTE.		CyTEM LABORATORIO DE CALIDAD Y TECNOLOGÍA DE LOS MATERIALES S.L.
	MAQUINARIA	ROLATEC RL-400	PETICIONARIO: CONSULTRANS, S.A.		
			REFERENCIA: A - 18790 / GT		

REPORTAJE FOTOGRÁFICO



[illegible]

[illegible]

REPORTAJE FOTOGRÁFICO



REPORTAJE FOTOGRÁFICO



REPORTAJE FOTOGRÁFICO



ÍNDICE

1.	OBJETO	1
1.1.	PLANTEAMIENTO.....	1
2.	SITUACIÓN DE PARTIDA.....	1
2.1.	MARCO GENERAL DE ACTUACIÓN	1
2.2.	NECESIDAD DE LA ACTUACIÓN.....	1
2.3.	SOLUCIÓN PREVISTA EN PROYECTO	1
3.	CONDICIONANTES	1
3.1.	CONDICIONANTES FERROVIARIOS:	1
3.2.	CONDICIONANTES GEOMÉTRICOS:	2
3.3.	CONDICIONANTES CONSTRUCTIVOS.....	3
3.4.	CONDICIONANTES DE TRÁFICO RODANTE	3
3.5.	CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS.....	4
3.5.1.	CONTENIDO DE SUELOS	4
3.5.2.	EXCAVABILIDAD	4
3.5.3.	CONCLUSIÓN.....	4
3.6.	CONDICIONANTES ESTÉTICOS.....	4
3.7.	CONDICIONANTES MEDIO AMBIENTALES.....	4
3.8.	CONDICIONANTES ECONÓMICOS	4
4.	CRITERIOS DE VALORACIÓN.....	5
4.1.	SEGURIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN	5
4.2.	COMPATIBILIDAD CON LA BANDA DE MANTENIMIENTO	5
4.3.	PLAZO DE EJECUCIÓN	5
4.4.	VIABILIDAD TÉCNICA Y ESTRUCTURAL.....	5
4.5.	COSTE ECONÓMICO	5
4.6.	INTERFERENCIA CON LA EXPLOTACIÓN FERROVIARIA.....	5
5.	METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN	6
5.1.	EVALUACIÓN DE LOS CRITERIOS CONTEMPLADOS.....	6
5.1.1.	SEGURIDAD DURANTE LA EJECUCIÓN	6
5.1.2.	COMPATIBILIDAD CON LA BANDA DE MANTENIMIENTO.....	6
5.1.3.	PLAZO DE EJECUCIÓN	6
5.1.4.	VIABILIDAD TÉCNICA Y ESTRUCTURAL	6
5.1.5.	COSTE ECONÓMICO	6
5.1.6.	INTERFERENCIA CON LA EXPLOTACIÓN FERROVIARIA	6
5.2.	PONDERACIÓN DE LOS CRITERIOS DE VALORACIÓN.....	6
5.2.1.	CODIFICACIÓN CRITERIOS DE EVALUACIÓN	7
5.2.2.	PONDERACIÓN CRITERIOS DE EVALUACIÓN.....	7
6.	ANÁLISIS PRELIMINAR DE TIPOLOGÍAS	7
6.1.	TIPOLOGÍAS GENERALES	7
6.1.1.	PASO A NIVEL	7
6.1.2.	PASO INFERIOR	8
6.1.3.	PASO SUPERIOR	9
6.1.4.	COMPARACIÓN PRELIMINAR DE TIPOLOGÍAS GENERALES.....	9

6.2.	TIPOLOGÍAS ESPECÍFICAS DE PASOS SUPERIORES	10
6.2.1.	PUENTE DE VIGAS PREFABRICADAS DE HORMIGÓN	10
6.2.2.	PUENTE MIXTO ACERO-HORMIGÓN.....	11
6.2.3.	PUENTE DE HORMIGÓN “IN SITU”	11
6.2.4.	PUENTE ARCO.....	12
6.2.5.	PUENTE ATIRANTADO O SOLUCIÓN SINGULAR.....	13
6.2.6.	SELECCIÓN DE LA TIPOLOGÍA DE PASO SUPERIOR	13
6.3.	TIPOLOGÍAS DE ESTRIBOS EN PUENTES DE VIGAS PREFABRICADAS	14
6.3.1.	ESTRIBOS ABIERTOS	14
6.3.2.	ESTRIBOS CERRADOS.....	14
6.3.3.	ESTRIBOS FLOTANTES	15
6.3.4.	CONCLUSIÓN DE TIPOLOGÍAS	15
6.4.	SECCIÓN DE VIGAS A EMPLEAR.....	16
6.4.1.	COMPARACIÓN ENTRE VIGAS ARTESA Y VIGAS DOBLE T	16
6.4.2.	FORMA Y SECCIÓN TRANSVERSAL.....	16
6.4.3.	EFICIENCIA ECONÓMICA Y COSTE	16
6.4.4.	COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	16
6.4.5.	MONTAJE Y MEDIOS AUXILIARES.....	17
6.4.6.	ESTÉTICA Y MANTENIMIENTO.....	17
6.4.7.	JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA EN LAS ALTERNATIVAS	17
7.	ESTUDIO DE ALTERNATIVAS	18
7.1.	ALTERNATIVA 0. SOLUCIÓN DE PROYECTO: TABLERO DE VIGAS ARTESA PREFABRICADAS DE 28 METROS Y ESTRIBOS CERRADOS	18
7.2.	ALTERNATIVA 1. TABLERO DE VIGAS DOBLE T PREFABRICADAS DE 1 VANO DE 25 METROS Y ESTRIBOS CERRADOS	19
7.3.	ALTERNATIVA 2. TABLERO DE VIGAS DOBLE T PREFABRICADAS DE 3 VANOS CON ESTRIBOS ABIERTOS	20
7.4.	ALTERNATIVA 3. TABLERO DE VIGAS DOBLE T PREFABRICADAS DE 1 VANO DE 28 METROS CON MUROS DE TIERRA ARMADA Y MURO FRONTAL	21
7.5.	CRITERIO ECONÓMICO Y PLAZO.....	22
7.5.1.	CRITERIO DE VALORACIÓN ECONÓMICA.....	22
7.5.2.	CRITERIO DE VALORACIÓN DEL PLAZO	24
8.	ANÁLISIS MULTICRITERIO DE ALTERNATIVAS	26
8.1.	PONDERACIÓN CRITERIOS DE EVALUACIÓN	26
8.2.	PONDERACIÓN DE ALTERNATIVAS.....	26
8.3.	CLASIFICACIÓN FINAL DE ALTERNATIVAS.....	26
8.4.	CONCLUSIÓN DEL ANÁLISIS MULTICRITERIO.....	27

Imagen 1: Antiguo paso a nivel en la AV-P207, Sevilla. Fuente: Reportaje “Un paso a nivel menos en Ávila.”	7
Imagen 2: Paso inferior en cajón por empuje bajo ferrocarril ejecutado por OPEMA Fuente: Empuje de cajones y apeo de vía, OPEMA.	8
Imagen 3: PS- 383.2 existente. Fuente: Elaboración propia	9
Imagen 4: Puente de vigas prefabricadas sobre la línea 330 en el PK: 416+200. Fuente: Proyecto original	10
Imagen 5: Puente mixto hormigón - acero. Fuente: Constructalia – AcelorMittal	11
Imagen 6: Puente de hormigón "in-situ" con cimbras. Fuente: Encofrados Alsina	11
Imagen 7: Puente la Barqueta sobre el río Guadalquivir. Fuente: Fotonostra.com	12
<i>Imagen 8: Puente atirantado en Castellón. Fuente: Cazando puentes</i>	13
Imagen 9: Estribo abierto en puente de carretera. Fuente: historias de carreteras	14
Imagen 10: Estribo cerrado en puente de vigas. Fuente: Civilcad	14
Imagen 11: Estribo abierto sobre la traza de la vía de proyecto. Fuente: Elaboración propia	15
Imagen 12: Viga prefabricada en sección doble T. Fuente: Elaboración propia	16
Imagen 13: Viga prefabricada en sección artesa. Fuente: El blog de Víctor Yepes	16
Imagen 14: Flejes de tierra armada. Fuente: edtf.es	21
Tabla 1: Resumen datos campaña geotécnica emplazamiento PS- 383.2.	4
Tabla 2: Codificación criterios de evaluación para el análisis multicriterio. Fuente: Elaboración propia	7
Tabla 3: Ponderación de criterios de evaluación. Fuente: Elaboración propia	7
Tabla 4: Comparación tipologías de estructura generales para la reposición del PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia	9
Tabla 5: Costes alternativa de proyecto. Fuente: Proyecto original	22
Tabla 6: Valoración criterios alternativa 2. Fuente: Elaboración propia	23
Tabla 7: Índices de precio de las alternativas de estudio. Fuente: Elaboración propia	24
Tabla 8: Puntuación de alternativas en criterio económico. Fuente: Elaboración propia	24
Tabla 9: Estimación de plazo por actividades. Fuente: Elaboración propia	25
Tabla 10: Puntuación de alternativas en criterio Plazo. Fuente: Elaboración propia	25
Tabla 11: Ponderación de criterios de evaluación. Fuente: Elaboración propia	26

Tabla 12: Puntuación de alternativas. Fuente: Elaboración propia	26
Tabla 13: Resultado de alternativas ponderado. Fuente: Elaboración propia	26
Tabla 14: Clasificación final de alternativas. Fuente: Elaboración propia.	26
Figura 1: Esquema paso superior con referencia a normativa. Fuente: NAP 2-0-0.4 Pasos superiores	2
Figura 2: Sección tipo bajo la estructura de proyecto. Fuente: Planos del proyecto original, Trazado – secciones tipo.	2
Figura 3: Plano emplazamiento ruta de diseño reposición de estructura Fuente: Elaboración propia	3
Figura 4: Sección de calzada PS- 383.2 existente. Fuente: Elaboración propia	3
Figura 5: Alzado alternativa 0. Fuente: Proyecto original	18
Figura 6: Sección transversal alternativa 0. Fuente: Proyecto original	18
Figura 7: Alzado alternativa 1. Fuente: Elaboración propia	19
Figura 8: Sección transversal alternativa 1. Fuente: Elaboración propia	19
Figura 9: Alzado alternativa 2. Fuente: Elaboración propia	20
Figura 10: Alzado alternativa 3. Fuente: Elaboración propia	21

1. OBJETO

El presente anejo tiene como objeto definir y analizar las posibles soluciones estructurales y constructivas para el cruce sobre la vía ferroviaria existente, en reposición a la estructura antigua a la altura de la estación de Caudete.

A diferencia del estudio de soluciones del proyecto en construcción, el presente análisis se centra específicamente en el paso superior sobre la vía ferroviaria en el PK: 383.2 (de ahora en adelante PS-383.2), y considera como condicionante principal la ejecución de la obra con la línea ferroviaria en servicio, disponiendo únicamente de ventanas de trabajo nocturnas reducidas para las operaciones que afecten directamente a la vía o a su gálibo de seguridad.

El objetivo del estudio no es únicamente justificar la tipología estructural, si no valorar si la solución de proyecto puede ser optimizada teniendo en cuenta las condiciones de ejecución reales.

1.1. Planteamiento

En primer lugar, se hará una recopilación previa de los condicionantes del problema existente para detallar efectivamente los requisitos necesarios de las posibles soluciones, con el fin de seleccionar la alternativa más adecuada.

Una vez detallados los principales condicionantes del problema existente, el estudio se centra en la identificación, evaluación y comparación de las tipologías estructurales aplicables, se tendrán en cuenta los condicionantes geométricos y operativos previamente citados junto a los funcionales, y económicos propios del emplazamiento.

A partir del análisis, se determina la solución más adecuada, en base a criterios técnicos, viabilidad constructiva y optimización de recursos,

El alcance del presente anejo se limita a la fase de estudio y selección de tipología, constituyendo así la base para el posterior desarrollo de la alternativa adoptada junto a su justificación mediante el cálculo estructural.

2. SITUACIÓN DE PARTIDA

2.1. Marco general de actuación

El estudio trata sobre una actuación enmarcada en el proyecto con título: Proyecto de Construcción para la Implantación del Ancho Estándar en el Corredor Mediterráneo. Tramo: Castellbisbal–Murcia. Subtramo: La Encina–Bifurcación Alicante. Vía y Electrificación.

Dentro del proyecto, se contempla la adecuación de diversos pasos superiores existentes para permitir la implantación del ancho mixto y el cumplimiento de los requisitos de interoperabilidad ferroviaria.

2.2. Necesidad de la actuación

La necesidad de la actuación, nace principalmente de la insuficiencia de gálibo vertical, la estructura ha sido sometida a un estudio en el proyecto original, para garantizar el cumplimiento de los condicionantes de la normativa Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad (ETI), y ha resultado con una insuficiencia de gálibo de 23 cm, de la cual no se puede resolver mediante un rebaje de la rasante de la vía, ya que el paso superior se sitúa en la estación de Caudete, y rebajar la rasante implicaría rebajar toda la estación con sus andenes y desvíos.

Además, el PS-383.2 es singular respecto al resto porque salva el final de la estación de Caudete, presenta cuatro vanos con vigas prefabricadas doble T y uno de sus apoyos se localiza en el andén central de la estación

La singularidad geométrica hace que la estructura no se estudie como una estructura tipo, sino como una actuación condicionada por la presencia de vía en servicio, andenes, electrificación, gálidos ferroviarios y limitaciones de acceso y montaje, siendo una estructura poco flexible a una adaptación, y por último debiendo hacer una reposición a una solución alternativa.

2.3. Solución prevista en proyecto

El proyecto acaba seleccionando una alternativa de un único vano con tablero de vigas prefabricadas en artesa, con un canto de 1,5 metros, y una luz de 28 metros.

La solución de proyecto constituye el punto de partida del presente estudio, no obstante, no se adopta de forma automática como solución óptima, si no que se reevalúa, incorporando criterios de la ejecución adaptados a la ventana de trabajos nocturnos, seguridad ferroviaria, medios auxiliares, duración de las operaciones y afección a la explotación ferroviaria.

3. CONDICIONANTES

La solución al problema existente debe satisfacer una serie de condicionantes reales que limitan y orientan la selección de la tipología, tras un análisis a la situación de partida se pueden listar las siguientes categorías de condicionantes.

3.1. Condicionantes ferroviarios:

En primer lugar, la infraestructura ferroviaria sobre la que se proyecta el cruce se encuentra en pleno funcionamiento, con tráfico de mercancías y pasajeros, el cual no se puede interrumpir durante la ejecución de obra durante el día, y únicamente se autoriza a trabajos dentro de los gálidos de seguridad de la propia vía 2,5 h cada noche, siendo una ventana de trabajos muy reducida, por lo que se valorarán altamente las alternativas que minimicen los trabajos sobre la vía.

Se listan los siguientes condicionantes:

- Trabajos sobre la vía limitados a banda de mantenimiento nocturna de 2,5 horas.
- Necesidad de mantener gálidos ferroviarios durante la ejecución fuera de la banda de mantenimiento.

La estrategia será premontar todo lo posible fuera de la vía o pasar bajo la misma sin interrumpir el tráfico ferroviario.

Las operaciones que impliquen invasión del gálibo ferroviario, trabajos sobre la plataforma ferroviaria, o afección a instalaciones ferroviarias deberán ejecutarse necesariamente durante la banda de mantenimiento nocturna. Este condicionante penaliza las soluciones que requieran un elevado número de izados, maniobras complejas o tiempos prolongados de montaje sobre la vía.

3.2. Condicionantes geométricos:

Por otro lado, uno de los condicionantes más restrictivos en esta actuación es el cumplimiento de los gálibos ferroviarios conforme a la normativa de interoperabilidad vistos en el anejo de estudio de gálibos, motivo por el cual no sirve el paso superior existente. La línea ferroviaria objeto de actuación debe cumplir con el gálibo uniforme de implantación de obstáculos GEC16 y GC y el gálibo añadido de la electrificación del pantógrafo.

En particular, para el paso superior existente, se establece la necesidad de una altura libre suficiente para la implantación de la línea aérea de contacto, y el valor mínimo exigido es de 6,09 m, incluyendo la altura del hilo de contacto, las oscilaciones del pantógrafo y las distancias de aislamiento eléctrico.

Por último, en referencia al gálibo vertical, según la NAP 2-0-0.4 Pasos superiores, apartado 4.2.2 "Gálibo vertical", el criterio a seguir en lo referente al gálibo vertical de nuevos pasos superiores será mantener **7 m** entre cota superior de carril y parte inferior de la estructura para vías con velocidad de diseño iguales o superiores a 160 km/h (ver figura 1), por lo que, siendo el gálibo más restrictivo, se toma como el gálibo de diseño.

4.2.2.- GALIBO VERTICAL

Por lo que respecta al gálibo vertical entre cota superior de carril y parte inferior de la estructura no deberá ser inferior a 7,00 m para velocidades de circulación iguales o superiores a 160 km/h, o a 6,5 m para velocidades inferiores.

En casos excepcionales, donde sea necesario reducir dicho gálibo, se deberá cumplir el gálibo de implantación de obstáculos para cada vía, así como el gálibo mecánico y eléctrico del pantógrafo en líneas electrificadas, de acuerdo con la Instrucción Ferroviaria de Gálibos (Orden FOM/1630/2015).

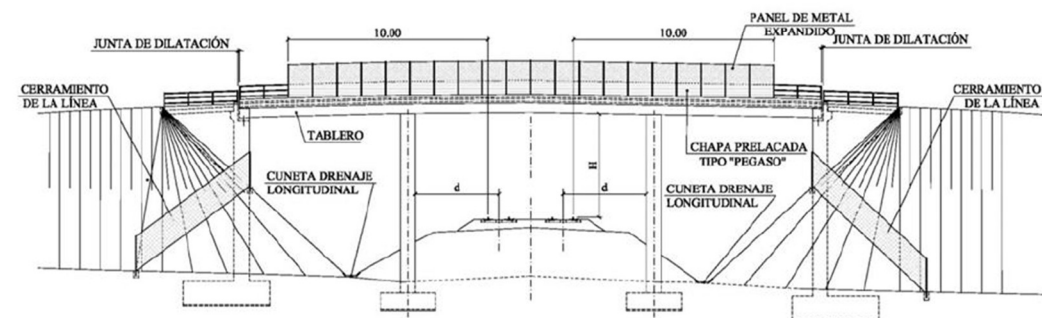


Figura 1: Esquema paso superior con referencia a normativa. Fuente: NAP 2-0-0.4 Pasos superiores

Este condicionante tiene repercusión directa en el diseño estructural, limitando el canto máximo de la estructura del tablero, obligando a adoptar soluciones estructurales que permitan compatibilizar la capacidad resistente con el cumplimiento de los gálibos exigidos y la rasante máxima de la carretera.

Otra afección directa a los condicionantes geométricos de la solución a adoptar, es la sección de la vía que pasa bajo la estructura. Existe la condición de que bajo el paso superior PS- 383.2 deben ir la vía 330 y la 332 en paralelo, desde el PK 382+022 hasta el PK 383+725 con la siguiente sección proyectada:

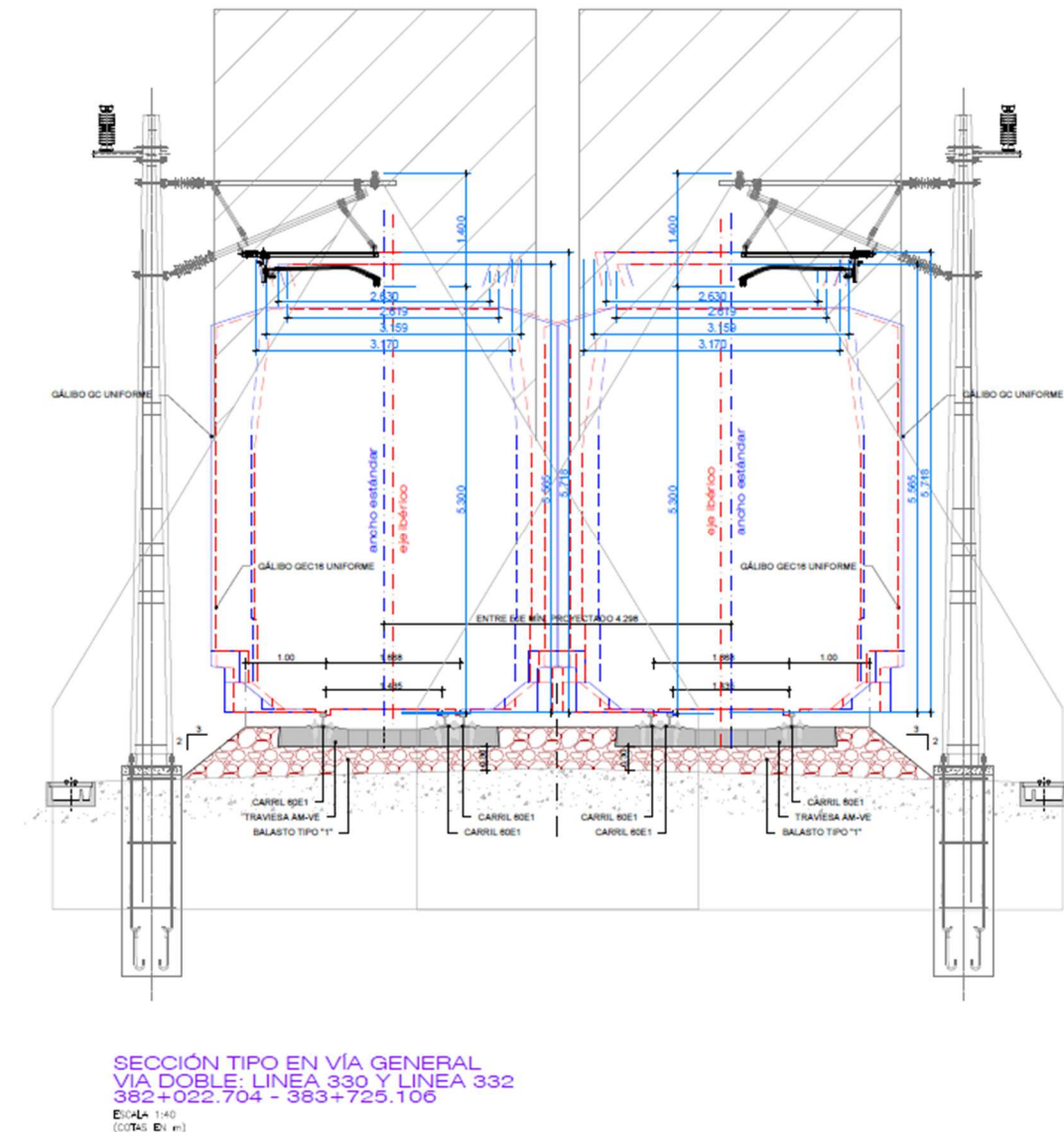


Figura 2: Sección tipo bajo la estructura de proyecto. Fuente: Planos del proyecto original, Trazado – secciones tipo.

La sección de vía existente cuenta con una vía de apartado, adicional a las dos vías en paralelo citadas anteriormente. Sin embargo, esto no implica ningún cambio sobre la sección estudiada, debido a que está previsto el desmantelamiento de esta vía de apartado.

Por tanto, queda, como condición geométrica, el gálibo horizontal de la sección tipo más la distancia libre de obstáculos mínima exigida (5,30m).

El gálibo mínimo a respetar viene dado por las instrucciones de gálibos y Inter ejes mínimos de la normativa de Adif. Siendo un intereje mínimo de 4m, y un gálibo horizontal libre desde la cara exterior del carril de 5,3m, por lo que se concluye que se debe salvar una luz mínima de $5,3 + 0,8 + 4 + 4 + 0,8 + 5,3 = 20,2$ metros.

La solución del proyecto original cuenta con 28 metros de luz, la justificación viene principalmente por 2 motivos, en primer lugar, al deber ejecutar un estribo con una altura libre hasta la cota inferior de las vigas de 8 metros, y adicionalmente el espaldín del estribo que abarca el canto de la viga, se plantea la ejecución de un estribo con una altura de 11 metros dejando un gálibo horizontal de 5,3 metros de la vía en servicio. Por motivos de seguridad, se ha planteado dejar 3,9 metros libres adicionales en cada extremo, de forma que, en caso de caída de objetos durante la ejecución de los estribos, disminuye significativamente el riesgo de afección a la vía en servicio.

En segundo lugar, la luz de diseño busca mantener la amplitud original del paso superior existente. El cual está formado por 4 vanos, contando una luz total aproximada poco superior a 28 metros.

En resumen, los condicionantes geométricos exigidos son los siguientes:

- Cumplimiento del gálibo vertical y horizontal.
- Luz mínima condicionada por la posición de vías, espacio para ampliación de vía y de seguridad.

3.3. Condicionantes constructivos

A nivel de ejecución, el emplazamiento de la actuación previsto, es a 30 metros del paso actual hacia PK+ sobre la línea 330 (ver figura 3).



Figura 3: Plano emplazamiento ruta de diseño reposición de estructura Fuente: Elaboración propia

Esta ubicación corresponde al paso superior que cruza la vía 330 en el PK 383+220, en el entorno de la estación de Caudete (Albacete). El vial que cruza la vía pertenece actualmente al Ayuntamiento de Caudete, siendo antiguamente el ramal de conexión desde dicha localidad a la carretera nacional N-344.

Se encuentran los 2 extremos de la vía sobre una explanada expropiada con espacio suficiente para las operaciones pertinentes de maquinaria y gran derrame de terraplén para pasos superiores con gálibo vertical elevado.

Las limitaciones de ejecución importantes, vienen dadas por los condicionantes ferroviarios, siendo prácticamente imposible de ejecutar, toda aquella operación que afecte a la plataforma de la vía en funcionamiento.

Descartando cualquier opción de paso superior que se ejecute bajo el tablero, y penalizando las soluciones que requieran el izado de elementos con mayor peso, puesto que conllevan un riesgo mayor y las operaciones sobre la vía conllevan más tiempo.

Se listan los condicionantes analizados:

- Ejecución diurna de movimiento de tierras y estructura premontada. o ejecutada fuera de vía.
- Ejecución nocturna de operaciones sobre la vía con duración de actividades independientes de máximo 2,5 horas de duración.
- Coordinación con instalaciones ferroviarias.
- Seguridad de trabajadores y circulación ferroviaria.

3.4. Condicionantes de tráfico rodante

La carretera sobre la que se ubica el PS 383.2 conecta actualmente dos polígonos industriales del término municipal de Caudete, desde la conexión en el lado Oeste con la fábrica de vidrio ubicada junto a la carretera autonómica CV-656, hasta el polígono situado en el lado Este denominado como Parque Tecnológico Empresarial de Caudete, por lo que se concluye que el paso superior da servicio a una carretera de tráfico secundario.

La sección de la carretera existente es 7/10, con carriles de 3,5 m de anchura y arcenes de 1,5 m. En la zona de cruce sobre la vía férrea están dispuestas barreras de seguridad y una valla de dimensiones reducidas para evitar caídas hacia la vía (ver figura 4).



Figura 4: Sección de calzada PS- 383.2 existente. Fuente: Elaboración propia

La propuesta de proyecto es mantener la sección de calzada original como sección de diseño para la estructura nueva, criterio cual se considera oportuno en vistas al tráfico circulante sobre la infraestructura viaria.

El condicionante principal a efectos de tráfico rodante, es la imposibilidad del desvío de tráfico del paso superior existente, debido a que el paso superior es la conexión directa a la autovía del tráfico que viene del Nor-Este, de la carretera nacional N-344.

Este condicionante implica que la solución a adoptar facilite la conexión directa con la vía existente una vez finalizados todos los trabajos, sin interrumpir el tráfico. En el caso de ejecución de un paso superior como reposición, la estructura de diseño se deberá posicionar lo suficientemente separada del paso existente para que el derrame de las tierras no solape con el derrame del paso superior existente y afectar el tráfico del paso superior original.

Por lo que se listan los condicionantes de tráfico rodante:

- Reposición funcional de vial con sección 7/10 original.
- Imposibilidad de desvío de tráfico.
- Minimizar contacto con la estructura original.
- Medidas de seguridad para conexión con calzada existente.

3.5. Condicionantes Geotécnicos

El proyecto original realiza una campaña geotécnica con datos de calicatas existentes de un proyecto de Ineco del 2013, y un sondeo adicional, de 15 metros con SPT y muestra inalterada. Los datos obtenidos tras ensayos de las muestras se resumen en las tablas a continuación:

TABLA RESUMEN DE PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.				
Qg (PS 383.2)				
	Máximo	Mínimo	Medio	Desv. Estándar
GRANULOMETRIA				
% Grava (>2 mm)	98,6	0,0	38,5	42,7
% Arena (2 mm - 0,08 mm)	27,8	0,0	11,5	11,0
% Finos (<0,08 mm)	100,0	0,0	50,0	40,3
D ₅₀	77,53	0,05	20,02	33,87
D ₆₀	60,67	0,02	13,76	24,54
D ₁₀	46,88	0,01	9,61	18,09
Cu	24,0	1,3	5,1	8,4
Cz	1,5	0,1	1,1	0,5
PLASTICIDAD. LÍMITES DE ATTERBERG				
Límite Líquido (%)	57,1	0,0	29,6	23,6
Límite Plástico (%)	32,6	0,0	15,9	12,3
Índice de plasticidad (%)	33,7	0,0	13,7	13,5
DENSIDAD, PESO ESPECÍFICO Y HUMEDAD				
γ _{seca} (t/m ³)	1,7	1,5	1,6	0,1
γ _{saturada} (t/m ³)	2,0	1,8	1,9	0,1
γ _{aparente} (t/m ³)	2,0	1,8	1,9	0,2
Humedad (%)	24,6	11,9	18,4	4,6
PARÁMETROS RESISTENTES				
Resistencia a Compresión Simple (kg/cm ²)	1,8	1,8	1,8	-
C D U U	C' (kg/cm ²)	0,038	0,038	0,038
	φ' (°)	25,5	25,5	25,5
	Cu(kg/cm ²)	-	-	-
	φ _u (°)	-	-	-
COLAPSO				
Colapso (%)	0,3	0,3	0,3	-
COMPOSICIÓN QUÍMICA				
Materia orgánica (%)	-	-	-	-
Sulfatos SO ₃ (%)	82,0	82,0	82,0	-

Tabla 1: Resumen datos campaña geotécnica emplazamiento PS- 383.2.

Fuente: Anejo geología geotecnia y procedencia de materiales del proyecto original

3.5.1. Contenido de suelos

La unidad presenta una alternancia de niveles granulares y cohesivos. El comportamiento del terreno podrá ser no drenado y a corto plazo. El suelo se encuentra semisaturado aunque no se han detectado nivel freático.

El contenido en sulfatos solubles SO₄ es de 83 mg/kg por lo que el terreno no es agresivo para el hormigón.

3.5.2. Excavabilidad

La unidad será excavable con medios mecánicos convencionales y ocasionalmente pueden ser necesaria la utilización de medios pesados o martillo hidráulico por la presencia de niveles cementados discontinuos.

No está prevista la excavación de desmontes siendo las únicas excavaciones las correspondientes al encaje de la cimentación que podrá tener un talud 3H:2V para alturas inferiores a los 1,5 m y para situaciones provisionales durante la fase de obra.

3.5.3. Conclusión

Los datos presentados son del proyecto existente, según la conclusión de proyecto, el emplazamiento es apto para realizar cimentaciones superficiales, siempre y cuando soporten la carga, un desarrollo más detallado en el campo de geotecnia se saldría del ámbito de estudio de este estudio, puesto que el enfoque principal es la optimización a nivel estructura con sus condicionantes añadidos.

En lo referente a los condicionantes geotécnicos, se concluye los siguiente:

- Posibilidad de cimentaciones superficiales
- Excavabilidad de suelos con medios mecánicos convencionales
- Ejecución de taludes con derrames de tierras 2H:3V

3.6. Condicionantes estéticos

El emplazamiento de la estructura se encuentra al final de una estación ferroviaria alejada de la población, el impacto visual es mínimo, por lo que no resulta un condicionante crítico para el diseño.

No obstante, se prefieren soluciones con menor opacidad visual, como pretils metálicos antes de hormigón, y tableros con mayor esbeltez y amplitud, adaptándose mejor al medio, y siendo más estéticos.

3.7. Condicionantes Medio ambientales

No se han detectado condicionantes respecto al medio ambiente. La única gestión en referencia es la importancia en gestión de residuos, la cual se sale del ámbito de estudio.

3.8. Condicionantes económicos

Visto el emplazamiento, las afecciones y el objeto de la reposición, el condicionante económico resulta el condicionante más importante. Una vez encontradas las alternativas que más se adapten desde el punto de vista técnico – económico, se valoran el resto de condicionantes descritos en los párrafos anteriores.

4. CRITERIOS DE VALORACIÓN

En vista a los condicionantes anteriormente expuestos, a continuación, se listan los criterios de valoración de las alternativas para posteriormente ponderar la puntuación según la importancia de cada criterio, para obtener la alternativa más adaptada a la situación actual.

4.1. Seguridad durante la ejecución

Este criterio valora positivamente las operaciones que menos riesgo conlleven a nivel ejecución, se han listado una serie de parámetros que ayudan a la valoración de la alternativa en referencia a este criterio.

- Número de izados sobre vía.
- Peso de los elementos prefabricados.
- Duración de maniobras críticas.
- Necesidad de trabajos bajo catenaria o cerca de instalaciones ferroviarias.
- Riesgo para la circulación ferroviaria.
- Riesgo para trabajadores.

4.2. Compatibilidad con la banda de mantenimiento

Este criterio es crítico, ya que no solo valora la medida de adaptabilidad a los plazos de ejecución, si no la viabilidad de ejecución de la alternativa en referencia al tiempo disponible de operaciones críticas durante la banda de mantenimiento disponible, en concreto valora los siguientes parámetros.

- Tiempo de operación de las actividades críticas sobre la vía
- Número de operaciones críticas

4.3. Plazo de ejecución

Este criterio es de los más importantes a nivel tecnicidad de la alternativa, ya que está directamente relacionada con el criterio económico y afecta directamente al plazo de obra disponible, siendo un criterio de los más importantes a la hora de seleccionar la alternativa más óptima.

4.4. Viabilidad técnica y estructural

En este criterio se valora el nivel de adaptación de la alternativa al contorno de ejecución, tanto a nivel optimización de espacios, medios, y aprovechamiento del material de los elementos estructurales. Este criterio busca optimizar todos los recursos disponibles para buscar la alternativa más ajustada a la funcionalidad buscada y requisitos solicitados.

Se listan una serie de parámetros en ayuda a la valoración de las alternativas en referencia a este criterio.

- Luz necesaria.

- Canto estructural.
- Comportamiento estructural.
- Facilidad de cálculo.
- Durabilidad.
- Compatibilidad con normativa.

4.5. Coste económico

En este criterio se valoran las actividades principales que definen cada alternativa, se listan a continuación los parámetros de referencia.

- Coste de elementos estructurales
- Coste de medios auxiliares
- Coste de mano de obra
- Coste añadido por trabajos nocturnos
- Coste de cimentaciones

4.6. Interferencia con la explotación ferroviaria

Esta alternativa valora positivamente las alternativas que menos afecciones tengan a la plataforma ferroviaria y a los gálibos de seguridad. Se listan los siguientes parámetros para su valoración.

- Proximidad de apoyos a vía.
- Necesidad de protecciones provisionales.
- Ocupaciones de gálibo.
- Interferencia con catenaria, señalización o instalaciones.

5. METODOLOGÍA DE EVALUACIÓN

Para la selección de la tipología adoptada, se realizará un análisis multicriterio, en el que se compararán las distintas alternativas planteadas mediante los de criterios de valoración. Cada criterio tendrá asignado un peso ponderado en función de su incidencia en la solución global.

Las alternativas se valorarán individualmente en cada categoría mediante una escala discreta de puntuación de **0, 2,5, 5, 7,5 y 10 puntos**, salvo en el caso del **coste constructivo y el plazo de ejecución**, cuya puntuación se obtendrá de forma proporcional dentro del intervalo **0-10**.

Las alternativas que obtengan una puntuación de 0 en algún criterio, serán descartadas automáticamente.

Los resultados se representarán gráficamente mediante una **matriz comparativa de alternativas**, permitiendo identificar de forma clara la solución más favorable desde un punto de vista técnico, constructivo, económico y de seguridad.

5.1. Evaluación de los criterios contemplados

A continuación, se detalla la puntuación correspondiente para cada criterio según la aportación del mismo criterio.

5.1.1. Seguridad durante la ejecución

- [0]: Ejecución extremadamente peligrosa.
- [2,5]: Ejecución con operaciones puntuales peligrosas, ejecutable con máxima precaución y medidas de seguridad.
- [5]: Ejecución con riesgos presentes, a ejecutar con precaución y notables medidas de seguridad.
- [7,5]: Ejecución segura con medidas de seguridad
- [10]: Ejecución totalmente segura

5.1.2. Compatibilidad con la banda de mantenimiento

- [0]: Operaciones que requieren un corte total de vía
- [2,5]: Operaciones ejecutadas mayoritariamente en banda de mantenimiento
- [5]: Operaciones a ejecutar principalmente en horario diurno, debiendo realizar operaciones puntuales en banda de mantenimiento a lo largo de toda la ejecución.
- [7,5]: Operaciones a ejecutar principalmente en horario diurno, debiendo realizar operaciones puntuales en banda de mantenimiento en un periodo reducido de tiempo.
- [10]: Ejecución completamente en horario diurno

5.1.3. Plazo de ejecución

Puntuación proporcional al plazo de ejecución de cada alternativa, obteniendo un valor de 10 para la alternativa con menor plazo de ejecución y 0 para la alternativa con mayor plazo de ejecución.

5.1.4. Viabilidad técnica y estructural

- [0]: No cumple con los requisitos de funcionalidad, normativa o espacio de ejecución disponible.
- [2,5]: Cumple con requisitos funcionales, poca optimización de los recursos de entorno o materiales.
- [5]: Cumple con requisitos funcionales, recursos moderadamente optimizados, comportamiento estructural complejo respecto a las estructuras del entorno.
- [7,5]: Estructura óptima a nivel recursos y espacio, tipología no común para su entorno.
- [10]: Estructura óptima a nivel recursos y espacio, comportamiento estructural sencillo.

5.1.5. Coste económico

Puntuación proporcional al coste de cada alternativa, obteniendo un valor de 10 para la alternativa con menor coste de ejecución y 0 para la alternativa con mayor coste de ejecución.

5.1.6. Interferencia con la explotación ferroviaria

- [0]: Interfiere con la explotación de la vía en funcionamiento
- [2,5]: Compatible con la explotación de vía, adoptando medidas de seguridad puntuales tanto para la explotación de la vía como para la ejecución de los trabajos.
- [5]: Ejecución con operaciones puntuales que invaden los gálibos de seguridad de la plataforma ferroviaria.
- [7,5]: No interfiere con la explotación ferroviaria adoptando las medidas adecuadas.
- [10]: Imposibilidad de interferencia con la plataforma ferroviaria.

5.2. Ponderación de los criterios de valoración

Como es lógico, no todos los criterios tienen la misma importancia a nivel diseño, en el proyecto original, la forma de evaluar las alternativas, trata únicamente de cumplir con los condicionantes exigidos, y entre las alternativas expuestas, escoger la más económica

En este estudio, se respeta el valor asignado del proyecto en buscar la solución más económica, buscando en paralelo un valor añadido en los criterios de valoración anteriormente expuestos, en el presente estudio se considera que los criterios expuestos tienen una importancia significativa, por lo que, tras un análisis de la situación en referencia al proyecto, se ha considerado oportuna una ponderación según la importancia de cada criterio.

5.2.1. Codificación criterios de evaluación

Se asignan los códigos siguientes a los criterios expuestos:

Código	Criterios
C1	Seguridad durante la ejecución
C2	Compatibilidad con la banda de mantenimiento
C3	Plazo de ejecución
C4	Viabilidad técnica y estructural
C5	Coste económico
C6	Interferencia con la explotación ferroviaria

Tabla 2: Codificación criterios de evaluación para el análisis multicriterio. Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Ponderación criterios de evaluación

Código	%
C1	10
C2	20
C3	10
C4	15
C5	40
C6	5

Tabla 3: Ponderación de criterios de evaluación. Fuente: Elaboración propia

6. ANÁLISIS PRELIMINAR DE TIPOLOGÍAS

Antes de definir las alternativas estructurales, se realiza un análisis preliminar de las principales tipologías existentes para resolver el cruce de una infraestructura viaria sobre una línea ferroviaria. El objetivo de este apartado es identificar qué soluciones son técnicamente viables en el emplazamiento del PS-383.2 y cuáles deben descartarse por motivos normativos, funcionales, constructivos o de afección a la explotación ferroviaria.

Este análisis acota el campo de estudio, evitando comparar directamente soluciones que responden a criterios funcionales distintos. Por ello, en primer lugar, se analizan las principales formas de cruce entre carretera y ferrocarril: paso a nivel, paso inferior y paso superior. Posteriormente, una vez seleccionada la tipología general más adecuada, se estudian distintas soluciones estructurales dentro de dicha tipología.

6.1. Tipologías generales

6.1.1. Paso a nivel

El paso a nivel consiste en resolver la intersección de la carretera y la vía ferroviaria a la misma cota, a través de un cruce directo sobre la plataforma ferroviaria (ver imagen 1). Es de una solución históricamente empleada en líneas convencionales y caminos de baja intensidad de tráfico, siendo una ejecución sencilla y un coste reducido frente a soluciones a distinto nivel.



Imagen 1: Antiguo paso a nivel en la AV-P207, Sevilla. Fuente: Reportaje "Un paso a nivel menos en Ávila."

https://cadenaser.com/emisora/2020/06/22/ser_avila/1592829470_451824.html

No obstante, en el contexto actual esta tipología no es viable para la actuación objeto de estudio. En primer lugar, la reposición de un paso a nivel supondría introducir un punto de conflicto directo entre el tráfico viario y ferroviario, lo cual es contrario al criterio general de mejora de la seguridad ferroviaria y eliminación progresiva de pasos a nivel en la red.

En segundo lugar, la actuación se enmarca en una línea ferroviaria en servicio, por lo que la ejecución de un cruce a cota requeriría afecciones directas sobre la plataforma ferroviaria, incompatibles con las limitaciones de explotación existentes.

Además, aparte de no cumplir con el objetivo de este estudio en optimizar la solución, no resuelve el objetivo de la reposición, puesto que el enlace existente cuenta con una independencia funcional entre carretera y ferrocarril.

Ventajas:

- Menor coste inicial
- Ejecución sencilla
- Se adecua al medio sin generar impacto visual

Inconvenientes:

- No resulta admisible como solución para la reposición del PS- 383.2
- Grandes interferencias con la vía ferroviaria
- Introduce conflicto carretera – ferrocarril

Por los motivos anteriormente citados, se descarta la opción de ejecutar un paso a nivel como reposición de la estructura.

6.1.2. Paso inferior

Consiste en resolver el cruce disponiendo la carretera bajo la plataforma ferroviaria. Esta solución permite mantener la continuidad ferroviaria en cota superior y evita disponer una estructura viaria sobre la vía. Puede ejecutarse mediante excavación a cielo abierto, mediante estructura tipo marco o mediante técnicas de empuje de cajón cuando se pretende minimizar la afección ferroviaria (ver imagen 2).



Imagen 2: Paso inferior en cajón por empuje bajo ferrocarril ejecutado por OPEMA Fuente: Empuje de cajones y apeo de vía, OPEMA.

<https://www.opema.com/empuje-de-cajones-y-apeo-de-via/>

Desde el punto de vista funcional, el paso inferior presenta la ventaja de eliminar cualquier interferencia aérea con la electrificación ferroviaria y evita izados de elementos estructurales sobre la vía. En el caso de la reposición del PS- 383.2, esta tipología presenta condicionantes importantes. Su ejecución requeriría actuar bajo la plataforma ferroviaria existente, apeando la vía mientras se excava el terreno inferior, con afección directa al terreno de apoyo de la vía, debiendo llevar así un control estricto de asentamientos.

Asimismo, al tratarse de una carretera existente con rasante elevada sobre la línea ferroviaria, la transformación de la solución en paso inferior obligaría a modificar el trazado del vial, generando rampas de acceso, excavaciones relevantes, drenaje específico y una ocupación en planta considerable. En un entorno condicionado por la vía en servicio y las limitaciones de ejecución, esta solución se considera de elevada complejidad constructiva. Además, los trabajos preliminares de apeo, y otras operaciones críticas se deberán de hacer en bandas de mantenimiento, resultando un atraso en el plazo de ejecución.

Otro condicionante importante, es el tema de las inundaciones en los pasos inferiores. Los pasos inferiores siempre se diseñan con un sistema de drenaje, el cual se diseña con un periodo de retorno específico, y un mantenimiento periódico. No obstante, la experiencia indica que siempre surgen problemas imprevistos con los sistemas de drenaje, y acaban apareciendo inundaciones imprevistas, encareciendo así el coste de mantenimiento y afectando directamente a la funcionalidad de la infraestructura.

Ventajas:

- Evita Izados sobre vía
- No interfiere con la electrificación en fase definitiva.
- Reduce el impacto visual

Inconvenientes:

- Actuaciones bajo plataforma ferroviaria
- Elevado riesgo de afección a la plataforma ferroviaria.
- Necesidad de control de asentamientos y sostenimientos provisionales.
- Problemas de drenaje.
- Modificación de rasante del vial importante.
- Complejidad constructiva

La solución de paso inferior mediante cajón empujado, es una solución válida para la situación del proyecto, no obstante, en definitiva, no es una optimización de la solución de proyecto, las interferencias con la vía son elevadas, así como los riesgos y el plazo, acompañando la condición de drenaje, por lo que se descarta la opción de emplear esta tipología.

6.1.3. Paso superior

El paso superior consiste en resolver el cruce manteniendo la carretera por encima de la línea ferroviaria, mediante una estructura de puente. Esta tipología coincide con la solución existente en el PS-383.2 (ver imagen 3), por lo que permite mantener la funcionalidad actual del cruce y adaptar la reposición a la configuración general del entorno.



Imagen 3: PS- 383.2 existente. Fuente: Elaboración propia

En el caso de estudio, el paso superior presenta una ventaja principal: permite ejecutar la mayor parte de los trabajos fuera de la vía, concentrando las afecciones sobre la vía únicamente en operaciones puntuales, asociadas al montaje del tablero. Esta circunstancia resulta especialmente relevante debido a la existencia de una banda de mantenimiento nocturna reducida.

Además, la solución mediante paso superior permite resolver el condicionante de gálibo mediante el ajuste de la rasante del vial, la luz del tablero y la posición de los estribos, evitando apoyos intermedios en la zona ferroviaria.

Esta tipología presenta 2 desventajas, en primer lugar, la ejecución del tablero siempre conllevará trabajos sobre la plataforma ferroviaria, para puentes de vigas, el izado de vigas sobre la plataforma ferroviaria, son elementos pesados que requieren tiempo de operación, cuidado y precisión, los cuales solo se pueden realizar en banda de mantenimiento, cuanto más pesada sea la viga, mayor será el tiempo de operación y medidas de seguridad para cada izado. En caso de ser un puente metálico, el tablero premontado se deberá izar y colocar sobre la vía del mismo modo.

La segunda desventaja en definitiva sería el impacto visual generado, puesto que esta tipología no se adapta al entorno del medio ambiente igual que las otras tipologías. No obstante, En el caso de la reposición del PS- 383.2, el emplazamiento de estudio se sitúa en el final de la estación de Caudete, la cual está alejada del entorno urbano, resultando este condicionante de importancia reducida.

Ventajas:

- Mantiene la tipología funcional existente.
- Permite ejecutar cimentaciones, estribos, terraplenes y accesos principalmente en horario diurno.
- Reduce la afección directa a la plataforma ferroviaria.
- Compatible con gálibos ferroviarios si se ajustan luz, canto y rasante.
- Evita actuar bajo la vía, manteniendo un control constante de asientos.
- Permite soluciones prefabricadas de montaje rápido.

Inconvenientes:

- Requiere controlar el gálibo vertical.
- Puede necesitar elevación de rasante y mayores terraplenes.
- Las operaciones de montaje del tablero pueden invadir el gálibo ferroviario.
- Requiere medios de elevación importantes.
- La elección del tablero condiciona mucho la seguridad y la duración de las ventanas nocturnas.

6.1.4. Comparación preliminar de tipologías generales

Considerando los condicionantes ferroviarios, geométricos, constructivos y funcionales del emplazamiento, se realiza una tabla de comparación de las tipologías generales para la reposición del PS- 383.2.

Tipología	Viabilidad normativa	Afección a vía en servicio	Complejidad constructiva	Adaptación al PS-383.2
Paso a nivel	No válida	Muy alta	Baja	Muy baja
Paso inferior	Válida	Alta	Alta	Baja
Paso superior	Válida	Media-baja	Media	Alta

Tabla 4: Comparación tipologías de estructura generales para la reposición del PS- 383.2. Fuente: Elaboración propia

De la comparación anterior se concluye que la solución mediante paso superior es la tipología que permite compatibilizar de forma razonable la reposición funcional del vial, el mantenimiento de la explotación ferroviaria, el cumplimiento de gálibos y la ejecución de la mayor parte de las unidades de obra fuera de la plataforma ferroviaria. En consecuencia, el análisis de alternativas se centrará en distintas configuraciones estructurales de paso superior.

6.2. Tipologías específicas de pasos superiores

En este apartado se busca acotar aún más en las soluciones existentes, analizando únicamente las tipologías de pasos superiores. Por la funcionalidad de cada tipología de paso superior para su entorno competente, se puede llegar a la conclusión de cuál de ellas es la más acertada en base a los condicionantes expuestos.

6.2.1. Puente de vigas prefabricadas de hormigón

Los puentes de vigas prefabricadas de hormigón son una de las soluciones más comunes para pasos superiores de luces medias. Su principal ventaja es que permiten ejecutar la mayor parte de los elementos resistentes fuera de la zona de obra, reduciendo los trabajos in situ sobre la vía y concentrando el montaje del tablero en operaciones de izado relativamente cortas.

Esta tipología resulta especialmente adecuada cuando existen limitaciones de explotación ferroviaria, ya que permite ejecutar estribos, cimentaciones, terraplenes y accesos en horario diurno, reservando la banda de mantenimiento nocturna para el montaje de los elementos prefabricados sobre la vía.

Esta tipología es la comúnmente empleada en el entorno del emplazamiento de estudio, dentro de esta familia pueden plantearse distintas configuraciones como: Número de vanos, tipo de estribo y sección de las vigas.

A continuación, se muestra otro ejemplo a parte del PS- 383.2 de un puente de vigas sobre la línea de ferrocarril en el proyecto original, que se sitúa en el PK: 416+200.



Imagen 4: Puente de vigas prefabricadas sobre la línea 330 en el PK: 416+200. Fuente: Proyecto original

- Solución muy contrastada.
- Buena adaptación a luces medias.
- Ejecución rápida del tablero.
- Menor tiempo de trabajo sobre vía.
- Compatible con estribos ejecutados fuera de la plataforma ferroviaria.
- Coste competitivo.

Inconvenientes:

- Necesidad de grúas de gran capacidad.
- Riesgo asociado a izados sobre vía.
- Limitación por peso y transporte de vigas.
- El canto estructural condiciona la rasante y el gálibo vertical.

Esta tipología, es la empleada por el proyecto original para la reposición del PS- 383.2. Es una solución muy adecuada para este tipo de cruce en un entorno no urbano, ya que como se ha descrito, tiene un coste competitivo y un plazo de ejecución reducido.

No obstante, tiene muchas variantes en su tipología, razón por la que se consideró oportuno realizar este estudio de soluciones para buscar una optimización de la solución adoptada, puesto que las vigas que emplea el proyecto original son de un peso muy elevado y conlleva ciertos riesgos en su ejecución.

Ventajas:

6.2.2. Puente mixto acero-hormigón

Los puentes metálicos o mixtos acero-hormigón constituyen una alternativa válida para luces medias y grandes, especialmente buenas cuando se busca una luz de vano superior a la alcanzable con vigas de hormigón, buscando reducir el peso propio del tablero o facilitar el montaje mediante elementos más ligeros (ver imagen 5).



Imagen 5: Puente mixto hormigón - acero. Fuente: Constructalia – AcelorMittal

<https://constructalia.arcelormittal.com/pl/projekty/polska/most-zespolony-ze-stali-samopatynujacej-arcorox460>

El funcionamiento de esta tipología es conectar las vigas de acero con el tablero de hormigón, a través de unos pernos soldados en la superficie superior de las vigas metálicas, trabajando así ambos elementos en un conjunto, donde la viga metálica trabaja a tracción y el tablero de hormigón a compresión, aprovechando el máximo las propiedades de cada material. Su empleo puede resultar interesante en actuaciones cuando se pretende premontar grandes tramos fuera de la vía.

Esta solución presenta un coste generalmente superior al de las soluciones prefabricadas de hormigón y requiere un control específico de fabricación, montaje, uniones, protección anticorrosiva y mantenimiento.

Las vigas generalmente son más esbeltas y de menor peso que las de hormigón, por lo que resulta una ventaja en referencia a los pasos superiores de vigas prefabricadas a la hora del izado de los elementos. No obstante, el control y mantenimiento requerido aumenta el tiempo de interferencia con la plataforma ferroviaria, el tiempo de ejecución, y en consecuencia, el coste de la obra.

Como conclusión, en vista de la luz requerida para la reposición del PS- 383.2, entra en el alcance del margen de luces competitivas para los puentes de vigas prefabricadas, se descarta como posible tipología óptima respecto a la solución de proyecto.

Ventajas:

- Menor peso propio.
- Posibilidad de premontaje.
- Buena respuesta para luces medias-altas.

- Puede reducir el canto estructural en determinadas configuraciones.

Inconvenientes:

- Mayor coste de fabricación.
- Necesidad de protección anticorrosiva.
- Mayor mantenimiento.
- Uniones y montaje más especializados.
- Menor homogeneidad con las soluciones habituales del tramo.

Como anteriormente descrito, se concluye que a pesar de ser una buena solución, no resulta una optimización respecto a la solución original.

6.2.3. Puente de hormigón “in situ”

El puente losa ejecutado in situ presenta un comportamiento estructural sencillo y una buena integración formal, se ejecuta con cimbras donde se apoya el encofrado para ejecutar el tablero con hormigón “in situ” (ver imagen 6).



Imagen 6: Puente de hormigón "in-situ" con cimbras. Fuente: Encofrados Alsina

<https://www.alsina.com/es-es/blog/las-5-principales-tipologias-constructivas-para-la-realizacion-de-tableros-de-puentes-de-hormigon/>

Sin embargo, su ejecución requiere cimbras en la zona del cruce durante la ejecución del tablero, las cuales no se pueden colocar por la imposibilidad de invasión de la plataforma ferroviaria.

En una actuación sobre vía en servicio, esta tipología resulta poco incompatible con ventanas de trabajo nocturnas reducidas, especialmente si la ejecución del tablero requiere medios auxiliares bajo la estructura o dentro del gálibo ferroviario.

Ventajas:

- Buena integración estética.
- Comportamiento estructural sencillo.
- Solución contrastada
- Puede ser económica en entornos sin afecciones.

Inconvenientes:

- Requiere trabajos prolongados in situ.
- Necesidad de cimbra o apeos.
- Elevada afección al gálibo ferroviario.
- Incompatible con vía en servicio.

6.2.4. Puente arco

Los puentes arco son soluciones estructuralmente eficientes y con una calidad estética elevada, dentro de las categorías de puentes arco, existen numerosas variaciones (ver imagen 7)., la utilidad de los puentes arco es especialmente en luces importantes o emplazamientos singulares. No resulta habitual para pasos superiores ferroviarios de luz media, por su alta complejidad técnica, y poca importancia en la estética de la estructura



Imagen 7: Puente la Barqueta sobre el río Guadalquivir. Fuente: Fotonostra.com

<https://www.fotonostra.com/albums/andalucia/puentebarqueta.htm>

No obstante, es una solución válida para la situación de estudio, debido a que gran parte de los elementos del tablero se premontan, para posicionarlos posteriormente a través de un izado de los elementos.

Esta tipología supone una complejidad constructiva elevada y no aportaría ventajas relevantes frente a soluciones más convencionales de vigas prefabricadas, debido a que el riesgo sobre la vía tras un izado de elementos se mantiene. Además, la ejecución de arranques, elementos auxiliares y posibles fases de montaje incrementaría el plazo y la dificultad de la obra.

Ventajas:

- Buena estética.
- Eficiencia estructural.
- Solución singular.

Inconvenientes:

- Complejidad constructiva elevada.
- Mayor coste.
- No resulta necesaria para la luz del caso de estudio.
- Mayor dificultad de montaje.
- Poco adecuada para una reposición funcional con vía en servicio.

6.2.5. Puente atirantado o solución singular

Las soluciones atirantadas o de carácter singular permiten salvar grandes luces (ver imagen 7), se reservan habitualmente para cruces urbanos representativos o situaciones en las que se requiere eliminar apoyos intermedios en distancias muy superiores a las analizadas.



Imagen 8: Puente atirantado en Castellón. Fuente: Cazando puentes

<https://loboquirce.blogspot.com/2018/11/puente-siglo-xxi-castellon.html>

Aunque permiten salvar luces importantes con tableros relativamente esbeltos, su complejidad estructural, coste y necesidades de ejecución son demasiado elevadas para el caso estudiado.

Para el PS-383.2, la luz requerida puede resolverse mediante tipologías convencionales de vigas, por lo que una solución singular supondría una sobredimensión técnica y económica.

Ventajas:

- Permite grandes luces.
- Elevado valor estético.
- Posibilidad de eliminar apoyos intermedios.

Inconvenientes:

- Coste muy elevado.
- Complejidad estructural y constructiva.
- No justificada para la luz necesaria.
- Mayores medios auxiliares.
- Mayor plazo y mantenimiento.

6.2.6. Selección de la tipología de paso superior

Como conclusión del análisis las distintas tipologías estructurales aplicables a un paso superior sobre infraestructura ferroviaria, sin entrar en todos los detalles, es suficiente información para concluir que la solución más adecuada para el PS-383.2 es la formada por un tablero de vigas prefabricadas de hormigón apoyado sobre estribos ejecutados fuera de la zona de afección ferroviaria.

Esta tipología permite compatibilizar el cumplimiento de los gálibos ferroviarios, la reposición funcional del vial existente, la ejecución de la mayor parte de los trabajos en horario diurno y la reducción de operaciones críticas durante la banda de mantenimiento nocturna.

Además, se adapta al entorno donde los otros pasos superiores emplean la misma tipología, cuenta con un plazo reducido, un comportamiento estructural contrastado y costes razonables.

En consecuencia, las alternativas desarrolladas en los apartados siguientes se centrarán en distintas configuraciones de puente de vigas prefabricadas, estudiando principalmente la sección de las vigas a emplear, y el tipo de estribos.

6.3. Tipologías de estribos en puentes de vigas prefabricadas

En este apartado se estudian las principales tipologías de estribos para puentes de vigas prefabricadas. Resulta conveniente analizar las distintas configuraciones posibles de los apoyos extremos de la estructura, antes de definir las alternativas en busca de una optimización adecuada.

La solución adoptada para los estribos condiciona la luz del tablero, el volumen de tierras, la dimensión de las cimentaciones y la complejidad de la solución. En términos generales, los estribos tienen 2 funciones principales, por un lado, sirven como apoyo del tablero, transmitiendo las cargas verticales y horizontales a la cimentación, por otro lado, permiten resolver la transición entre el terraplén del vial y la estructura.

En función de cómo se resuelva la contención de tierras y la integración con los derrames del terraplén, pueden distinguirse principalmente tres tipologías: estribos abiertos, estribos cerrados y estribos flotantes.

6.3.1. Estribos abiertos

Los estribos abiertos son aquellos en los que el apoyo del tablero se materializa mediante un cargadero apoyado en fustes o pilas, sin disponer muro frontal, y con los 2 laterales abiertos (ver imagen 9). Esta solución, el terraplén del vial se resuelve mediante derrames laterales y frontal de tierras, generalmente protegidos mediante encachados, escolleras u otros sistemas de protección frente a la erosión.



Imagen 9: Estribo abierto en puente de carretera. Fuente: historias de carreteras

<https://historiasdecarreteras.com/la-estetica-del-estribo/>

Esta tipología presenta como principal ventaja una menor entidad estructural del estribo, al no tener que contener el empuje completo de las tierras. Por tanto, puede reducirse el volumen de hormigón y armadura asociado al alzado del estribo. Además, al tratarse de una solución más abierta, suele presentar una mayor amplitud visual y una mejor integración estética, especialmente en pasos de varios vanos.

No obstante, conlleva 2 principales inconvenientes. Requiere una mayor ocupación en planta, debido al desarrollo de los derrames del terraplén, por consecuencia, reduce la luz libre del paso superior. Esta circunstancia resulta crítica en la situación de la reposición del PS- 383.2, ya que los taludes no deben invadir la zona de gálibo, cunetas, instalaciones ferroviarias ni futuras ampliaciones de vía.

En segundo lugar, es una opción válida siempre y cuando se mantenga un mantenimiento periódico adecuado, ya que los derrames frontales y laterales, se deterioran con el paso del tiempo debido a las lluvias y los animales. El agua puede acabar lavando el material y llegar a perjudicar el núcleo de apoyo, esta circunstancia se ha reproducido en otros pasos superiores de la traza del proyecto, la cual se deberá ser considerada a la hora de seleccionar la alternativa.

En el caso del PS-383.2, los estribos abiertos podrían resultar interesantes desde el punto de vista económico y estético, pero quedan condicionados por la necesidad de garantizar que los derrames de tierras no afecten a la sección ferroviaria y a las vías existentes, a parte del riesgo de deterioro del núcleo de terraplén donde apoya el estribo.

6.3.2. Estribos cerrados

Esta tipología de estribos es la más comúnmente usada. Si bien es cierto que es la más robusta a nivel estructural, es la que más se adapta al entorno y la más comúnmente usada en los pasos superiores de la traza.

Se trata de un apoyo del tablero en un cargadero integrado en el propio estribo, sujeta por un muro frontal y 2 aletas laterales, continuas hasta llegar a la cimentación. El muro frontal y las aletas contienen completamente el derrame de tierras (ver imagen 10).



Imagen 10: Estribo cerrado en puente de vigas. Fuente: Civilcad

<http://www.civilcad.org/productos/estribos-de-puente>

Esta solución permite reducir la ocupación en planta respecto a los estribos abiertos, ya que evita el desarrollo de derrames bajo el tablero. Por este motivo, resulta especialmente adecuada cuando existen condicionantes de espacio, gálibo, instalaciones próximas o necesidad de alejar la cimentación de zonas sensibles. Los estribos cerrados permiten concentrar la estructura fuera de la plataforma ferroviaria sin necesidad de aumentar la luz del tablero, reduciendo la interferencia con la vía.

Como inconveniente, los estribos cerrados presentan mayor entidad estructural, al tener que resistir los empujes del terreno. Esto implica mayores cuantías de hormigón, acero, excavación y cimentación. Además, en estructuras con rasantes elevadas, el muro frontal puede alcanzar alturas importantes, aumentando el coste y la complejidad de ejecución.

Para el PS-383.2, esta tipología es favorable desde el punto de vista funcional y ferroviario, permite resolver el cruce con una luz de tablero inferior para salvar el mismo gálibo horizontal, evitando apoyos intermedios en la zona ferroviaria. La mayor dimensión de los estribos queda compensada por la reducción de afecciones sobre la vía.

6.3.3. Estribos flotantes

Los estribos flotantes, son soluciones en las que el apoyo del tablero se dispone sobre una estructura de menor entidad, parcialmente integrada en el terraplén, sin desarrollar un muro frontal como en los estribos cerrados tradicionales (ver imagen 11).



Imagen 11: Estribo abierto sobre la traza de la vía de proyecto. Fuente: Elaboración propia

El terraplén adquiere un papel más relevante dentro del sistema resistente y de transición, pudiendo combinarse con muros de tierra armada, macizos de apoyo, o soluciones de contención ligera. Su objetivo principal es reducir la entidad del estribo convencional, optimizando volúmenes de hormigón y permitiendo una ejecución más sencilla.

La ventaja de esta tipología es la reducción de coste y volumen estructural, especialmente cuando existen alturas significantes y suficiente espacio para desarrollar los rellenos. También puede mejorar la integración de la estructura con el terraplén y reducir la rigidez del encuentro tablero-terreno.

Sin embargo, los estribos flotantes presentan mayores incertidumbres geotécnicas y constructivas. Su comportamiento depende en gran medida de la calidad del relleno, de la compactación, del control de asentos y del sistema de contención empleado.

El estribo de la imagen 11, es un estribo flotante de la traza de la misma vía. El terraplén cuenta con deterioros en la parte frontal y necesidad de mantenimiento, se ha observado que los estribos flotantes de la vía usualmente presentan problemas añadidos con respecto a otros estribos, por lo que Adif comúnmente no emplea esta tipología como alternativa a considerar para puentes de nueva construcción salvo casos muy particulares.

En una actuación ferroviaria con gálibos estrictos y necesidad de limitar riesgos, esta tipología exige un control exhaustivo de deformaciones, estabilidad y durabilidad. Además, si los derrames se aproximan a la zona ferroviaria, pueden aparecer interferencias con las vías, cunetas o instalaciones.

En el caso del PS-383.2, los estribos flotantes podrían considerarse como una solución de optimización económica y constructiva. No obstante, teniendo en cuenta que no solo aumentaría el control y mantenimiento de

la vía, si no que, como norma genérica, Adif no emplea esta tipología por sus antecedentes, se descarta de las posibles alternativas de estribos a considerar.

6.3.4. Conclusión de tipologías

Como conclusión del análisis de las tipologías de estribos, se descarta la tipología de estribos flotantes, y se estudia la posibilidad de estribos cerrados y estribos abiertos como alternativas a considerar, combinando con otros posibles factores, como es la luz del paso superior y la sección de las vigas.

Si bien es cierto que la opción de los estribos abiertos requiere de un mayor control de derrames y una luz superior de tablero con respecto a una solución de estribos cerrados, no obstante, se deja abierta la posibilidad de ser una opción de optimización de material, si el ahorro en coste de volumen y ejecución compensa el mantenimiento añadido.

6.4. Sección de vigas a emplear

6.4.1. Comparación entre vigas artesa y vigas doble T

Dentro de las soluciones de tablero con vigas prefabricadas, las secciones más habituales para pasos superiores de luces medias son las **vigas artesa** y las **vigas doble T**. Ambas tipologías son soluciones contrastadas, compatibles con la ejecución de tableros prefabricados y adecuadas para reducir los trabajos “in situ” sobre la vía ferroviaria. No obstante, presentan diferencias relevantes en cuanto a geometría, peso, coste, montaje y campo de aplicación.

6.4.2. Forma y sección transversal

Vigas doble T

Las vigas doble T tienen una sección abierta. Están compuestas por una cabeza superior, un alma o nervio central, y una cabeza inferior. Su forma permite una fabricación sencilla, buena resistencia a la flexión y un buen encaje en tableros rectos de luces medias (ver imagen 12)



Imagen 12: Viga prefabricada en sección doble T. Fuente: Elaboración propia

Generalmente, se necesitan más vigas por tablero. Cada elemento tiene menor ancho resistente que una viga artesa. Sin embargo, su peso unitario es menor, lo que facilita el transporte, la manipulación y el izado individual de cada pieza.

Vigas artesa

Las vigas artesa tienen una sección en forma de cajón abierto o en forma de "U". Tienen mayor ancho y mayor rigidez torsional que una viga doble T (ver imagen 13). Esta forma permite resolver el tablero con menos elementos prefabricados. Su principal característica es que cada viga tiene mayor capacidad resistente y mayor ancho de colaboración, pero también un peso unitario más alto. Por ello, aunque se reduce el número de piezas a colocar, cada izado requiere medios auxiliares más robustos.



Imagen 13: Viga prefabricada en sección artesa. Fuente: El blog de Víctor Yepes

<https://victoryepes.blogs.upv.es/tag/viga-artesa/>

6.4.3. Eficiencia económica y coste

Vigas doble T

Las vigas doble T son generalmente una opción más económica y competitiva para pasos superiores rectos con luces medias. Esto es especialmente cierto cuando las luces están en el rango de 25-28 m, como en las alternativas presentadas para el PS-383.2.

Su fabricación es muy estándar, tienen buena disponibilidad en el mercado y ayudan a reducir el coste del tablero cuando no hay requisitos especiales de geometría, desviaciones importantes o grandes luces.

Vigas artesa

Las vigas artesa suelen tener un coste unitario más alto. Esto se debe a su mayor volumen de material, así como a su peso y complejidad en la fabricación y el transporte. Sin embargo, al requerir menos elementos, pueden compensar parcialmente este mayor coste en ciertos casos.

Son especialmente útiles cuando se quiere reducir el número de vigas que se deben colocar, mejorar la rigidez del tablero o manejar luces algo mayores con menos elementos principales.

6.4.4. Comportamiento estructural

Vigas doble T

Las vigas doble T tienen un comportamiento estructural sencillo y eficaz frente a flexión. Son adecuadas para tableros rectos, de geometría regular y luces medias. Su respuesta estructural es muy contrastada y permite soluciones competitivas cuando el tablero no presenta condicionantes geométricos singulares.

Vigas artesa

Las vigas artesa presentan mayor rigidez transversal y torsional. Esta característica las hace especialmente adecuadas para tableros de mayor luz, estructuras con mayores exigencias de rigidez o situaciones donde interese reducir el número de líneas de apoyo del tablero.

En el caso de pasos superiores ferroviarios, esta rigidez y el menor número de vigas pueden ser ventajosos desde el punto de vista estructural y de montaje, aunque a costa de un mayor peso unitario.

6.4.5. Montaje y medios auxiliares

Vigas doble T

Las vigas doble T tienen menor peso por pieza, por lo que requieren grúas de menor capacidad y permiten maniobras individuales menos exigentes. Esto puede ser favorable en emplazamientos con limitaciones de acceso o plataformas de trabajo reducidas.

Sin embargo, al necesitar más vigas para completar el tablero, aumenta el número total de izados. En una actuación sobre línea ferroviaria en servicio, este aspecto es importante, ya que cada izado sobre vía debe realizarse dentro de la banda de mantenimiento nocturna.

Vigas artesa

Las vigas artesa reducen el número de elementos a colocar, lo que disminuye el número total de izados sobre la vía. Esta es una ventaja relevante desde el punto de vista de la explotación ferroviaria, ya que reduce la cantidad de operaciones críticas.

Como contrapartida, cada izado es más exigente por el mayor peso de la pieza, requiriendo grúas de mayor tonelaje, plataformas de apoyo más robustas y una planificación más precisa de la maniobra.

6.4.6. Estética y mantenimiento

Vigas doble T

Las vigas doble T ofrecen una imagen estructural más convencional y repetitiva, habitual en pasos superiores de carretera y ferrocarril. Su mantenimiento es sencillo y su comportamiento a largo plazo está ampliamente contrastado.

Al disponer más elementos, existen más juntas longitudinales o zonas de encuentro entre piezas y losa, aunque esto no supone normalmente un problema relevante si el tablero se ejecuta correctamente.

Vigas artesa

Las vigas artesa pueden ofrecer una imagen más limpia al reducir el número de elementos visibles bajo el tablero. Además, su mayor rigidez y menor número de piezas pueden simplificar algunos aspectos del comportamiento global del tablero.

Desde el punto de vista de mantenimiento, también son soluciones habituales y contrastadas, aunque cualquier operación de sustitución o reparación de elementos principales sería más compleja por el mayor peso de cada pieza.

Aplicaciones típicas:

Vigas doble T

Se emplean habitualmente en:

- Pasos superiores rectos.
- Luces medias.
- Tableros de geometría sencilla.
- Obras donde se busca optimizar el coste.
- Estructuras con buena accesibilidad para varios izados.
- Soluciones donde interesa reducir el peso individual de cada viga.
-

Vigas artesa

Se emplean habitualmente en:

- Pasos superiores de luces medias-altas.
- Tableros donde se busca reducir el número de vigas.
- Estructuras con mayores exigencias de rigidez.
- Obras donde se prioriza reducir el número de izados.
- Situaciones donde se dispone de medios auxiliares suficientes para piezas de mayor peso.

6.4.7. Justificación de la solución adoptada en las alternativas

La solución prevista en proyecto emplea vigas artesa, lo cual resulta coherente con el objetivo de reducir el número de elementos a izar sobre la vía. Esta decisión presenta ventajas desde el punto de vista de la reducción de operaciones críticas durante la banda de mantenimiento nocturna.

No obstante, en el presente estudio se propone analizar alternativas con vigas doble T, ya que el PS-383.2 corresponde a un paso superior recto, de geometría sencilla y con luces moderadas en el entorno de 25-28 m. En este rango, las vigas doble T constituyen una solución muy competitiva desde el punto de vista económico, estructural y constructivo.

Por tanto, el empleo de vigas doble T en las nuevas alternativas no pretende descartar de partida la solución de proyecto, sino comprobar si, para las condiciones concretas del PS-383.2, puede obtenerse una solución más optimizada en coste, peso unitario de los elementos, medios auxiliares y ejecución, manteniendo el cumplimiento de los gálibos ferroviarios y la compatibilidad con la banda de mantenimiento disponible.

7. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

En vista al estudio preliminar de tipologías existentes, se ha seleccionado una serie de parámetros dentro de la tipología de puentes de vigas prefabricadas que conforman las siguientes alternativas para su estudio en detalle y comparación.

El objetivo del presente apartado es proponer y analizar en detalle la viabilidad de cada alternativa desde un punto de vista técnico, constructivo y económico. Analizando el proceso de construcción y las operaciones que conforman las actividades correspondientes.

Tras el análisis en detalle, se define la valoración de cada criterio con el desarrollo de la alternativa, salvo el económico y el plazo que se evaluarán una vez detalladas todas las alternativas, para su posterior evaluación global a través del método multicriterio.

7.1. Alternativa 0. Solución de proyecto: tablero de vigas artesa prefabricadas de 28 metros y estribos cerrados

Esta alternativa es la del proyecto original, la cual se compara con las nuevas alternativas para identificar una posible optimización de la solución original adoptada.

La solución trata de un tablero apoyado sobre vigas prefabricadas en sección artesa de hormigón pretensado, con 28 metros de luz y 1,4 metros de canto, losa de reparto sobre las vigas de 0,25 metros de espesor. Los estribos cerrados con aletas en vuelta con los últimos 4 metros en voladizo, con una altura libre bajo tablero de 8 metros hasta la cota inferior de las vigas (ver figura 5 y 6).

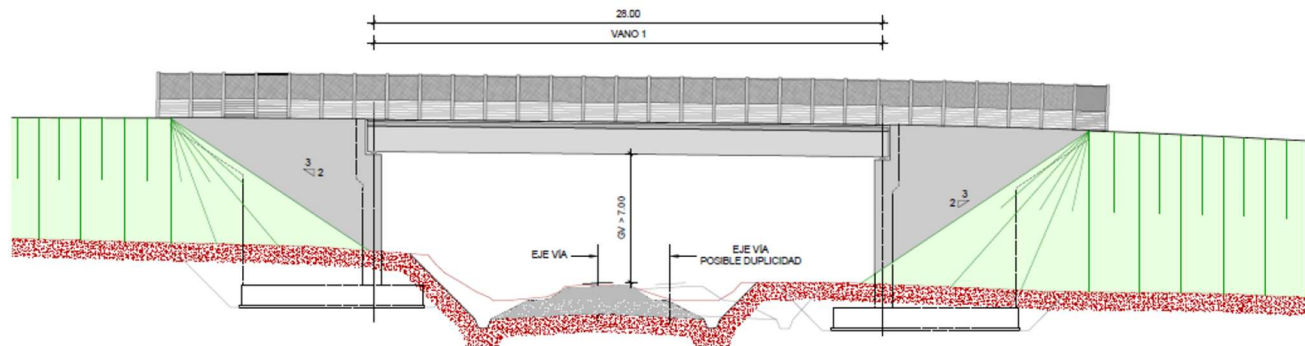


Figura 5: Alzado alternativa 0. Fuente: Proyecto original

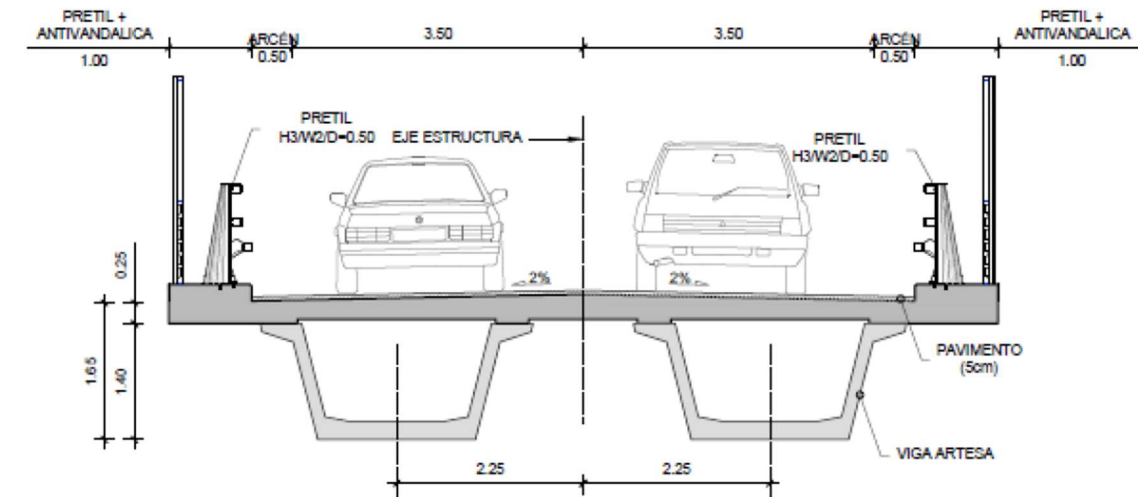


Figura 6: Sección transversal alternativa 0. Fuente: Proyecto original

La solución responde al criterio de liberar completamente la zona de la plataforma ferroviaria, evitando apoyos intermedios entre vías o el entorno inmediato de la plataforma. Solución muy adecuada para cumplir con todas las restricciones de gálibos al implantar la nueva plataforma ferroviaria.

El tablero se resuelve mediante vigas artesa prefabricadas, tipología que permite reducir el número de elementos principales a izar respecto a una solución equivalente con vigas doble T. Esta reducción del número de vigas es una ventaja a nivel de número de operaciones críticas en la banda de mantenimiento. Aunque cada viga artesa presenta un peso unitario superior al de una viga doble T, el menor número de izados permite concentrar las operaciones sobre vía en menos actuaciones.

No obstante, aumenta la duración de cada operación, el tamaño de las grúas a emplear para las operaciones de izado y el espacio libre requerido para las operaciones. El coste de las vigas artesa también resulta ser más elevado en general.

Los estribos cerrados contienen directamente el terraplén mediante muro frontal y aletas laterales, reduciendo la ocupación en planta respecto a una solución con estribos abiertos. Además, al tratarse de una estructura de un único vano, la afección definitiva sobre la plataforma ferroviaria queda limitada al espacio ocupado por el tablero, sin elementos verticales intermedios.

Valoración de criterios

- Seguridad durante la ejecución: 7,5
- Compatibilidad con la banda de mantenimiento: 7,5
- Viabilidad técnica y estructural: 10
- Interferencia con la explotación ferroviaria: 7,5

7.2. Alternativa 1. Tablero de vigas doble T prefabricadas de 1 vano de 25 metros y estribos cerrados

Esta alternativa busca optimizar al máximo la estructura, reduciendo la luz libre, generando al mismo tiempo un ahorro en los elementos estructurales, tanto en las cimentaciones como en el peso de las vigas al tratarse de sección doble T. La luz del vano de la solución original es mayor, debido a el incremento de peso por sección artesa en las vigas y adaptar la amplitud a el paso superior original.

La alternativa propuesta tiene una configuración similar a la original de proyecto, se trata de un paso superior de con losa de reparto sobre vigas prefabricadas doble T, con 25 metros de luz, apoyadas sobre estribos cerrados en los extremos (ver figura 7 y 8). Las dimensiones de las vigas y los estribos se definirán en caso de ser la alternativa seleccionada.

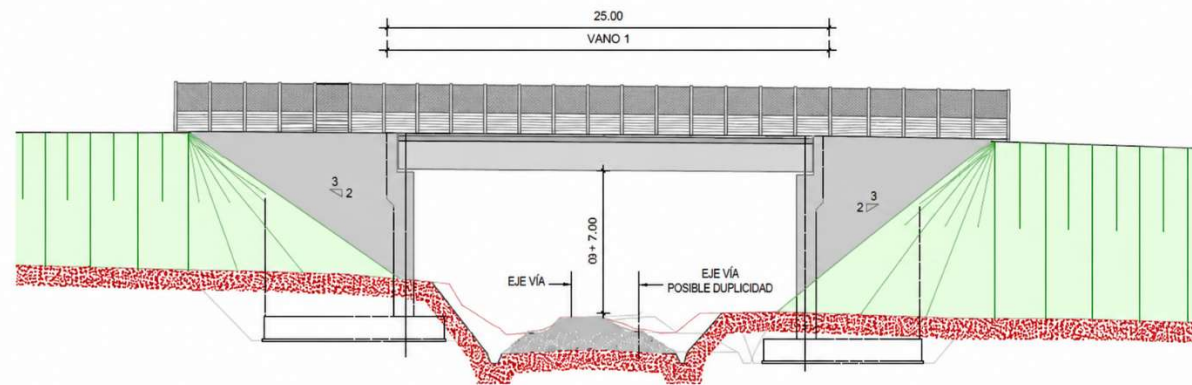


Figura 7: Alzado alternativa 1. Fuente: Elaboración propia

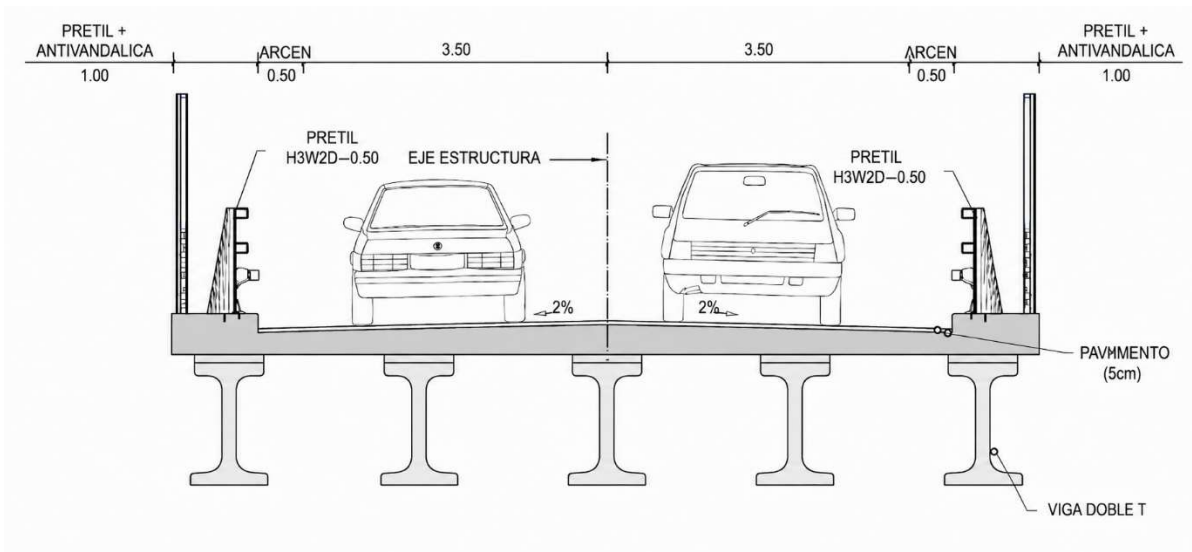


Figura 8: Sección transversal alternativa 1. Fuente: Elaboración propia

El número de vigas en la sección transversal es orientativo, ya que se diseñará el conjunto de la estructura seleccionada en el anejo de cálculo estructural.

Como resulta lógico, se puede intuir de antemano, que al tratarse de una luz menor, el vano soporta menos peso, por lo que el volumen de estructura en las vigas y los estribos disminuye, suponiendo un ahorro importante en el coste.

En la presente alternativa se ha adoptado una luz menor, en vista a los condicionantes expuestos y a las necesidades de la vía. Se ha considerado que la disminución de luz libre supone un ahorro importante en coste de estructura en comparación a la disminución de amplitud de 1,5 metros en cada extremo.

También tras un análisis a nivel seguridad, analizando los condicionantes de gálibos exigidos expuestos anteriormente en los condicionantes geométricos, se refleja que la disminución de luz libre, no resulta un problema ya que se dispone de suficiente espacio para las operaciones respetando los gálibos de seguridad.

A nivel seguridad en operaciones de izado, la alternativa propuesta con vigas en sección doble T, es muy similar a una alternativa con sección en artesa, ya que, si bien es cierto que aumenta el número de operaciones de izado, pero resultan ser operaciones más sencillas y ágiles al tratarse de menor peso unitario por viga.

A continuación, se puntúan los criterios según el análisis realizado:

Valoración de criterios

- Seguridad durante la ejecución: 7,5
- Compatibilidad con la banda de mantenimiento: 7,5
- Viabilidad técnica y estructural: 10
- Interferencia con la explotación ferroviaria: 7,5

7.3. Alternativa 2. Tablero de vigas doble T prefabricadas de 3 vanos con estribos abiertos

Esta alternativa busca optimizar material en los estribos, aumentando la longitud total del tablero, y disminuyendo el peso unitario de las vigas al tratar de vanos con una luz inferior, se reduciría la complejidad de las operaciones de izado, pero aumentaría la cantidad de operaciones a realizar.

El planteamiento de esta alternativa parte de una lógica estructural y constructiva distinta. En lugar de salvar toda la sección ferroviaria con una única luz, se divide la estructura en varios vanos. Los vanos laterales permiten absorber la transición con los terraplenes de acceso, mientras que el vano central salva la zona ferroviaria principal. Esta solución suele asociarse a estribos abiertos, en los que el terraplén se resuelve mediante derrames bajo los vanos laterales, reduciendo la necesidad de muros frontales de gran altura.

El derrame de los terraplenes de estribos caerá bajo los vanos externos, hasta alcanzar los apoyos del vano central, ejecutando así el máximo de operaciones posibles fuera de la plataforma de la vía (ver figura 9).

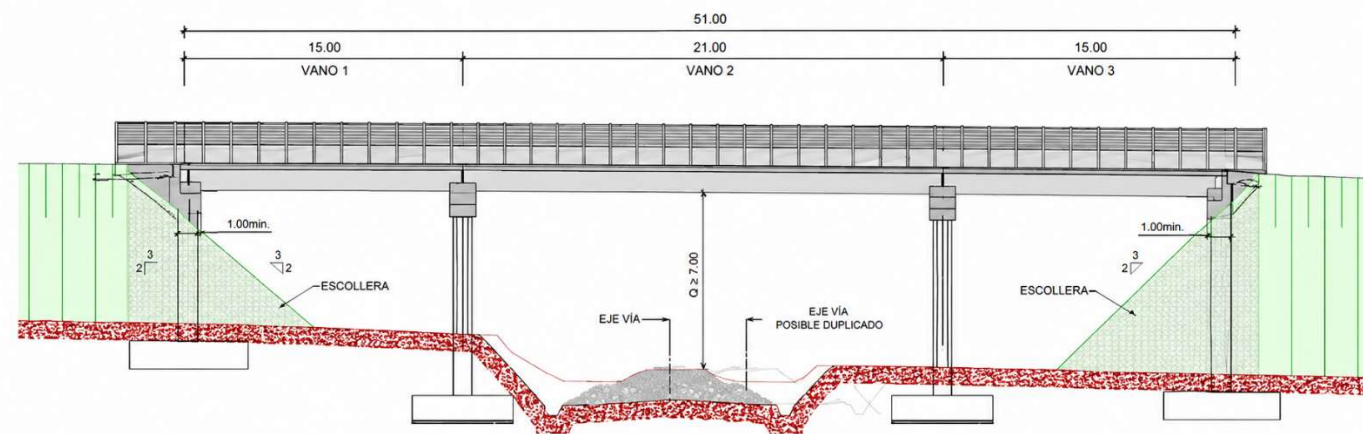


Figura 9: Alzado alternativa 2. Fuente: Elaboración propia

La sección tipo de esta tipología guarda la misma configuración que la anterior.

Desde el punto de vista estructural, reducir la luz de cada vano permite utilizar vigas doble T de menor canto y peso, lo que facilita el transporte y el izado. Cada elemento prefabricado requiere menos recursos auxiliares. Además, las grúas necesarias pueden ser de menor capacidad que las empleadas para vigas artesa de 28 m, y las maniobras individuales resultan menos críticas debido al menor peso de cada pieza.

Los estribos abiertos requieren menos hormigón y costes, mejoran la amplitud visual y la transición entre terraplén y estructura. Sin embargo, hay que controlar cuidadosamente los derrames de tierras para evitar afecciones a la vía, y la altura necesaria puede aumentar la ocupación y exigir protecciones extras.

Esta alternativa también supondría la mínima afección a la vía, puesto que, salvo el vano central, y las pilas, todas las operaciones se pueden realizar alejadas de la vía.

El menor peso de las vigas facilita los izados, pero el mayor número de operaciones y la necesidad de coordinar varios apoyos pueden alargar el plazo considerablemente, las interferencias con la vía son mínimas pero aumenta el número de operaciones, materiales, plazo y coste.

Económicamente, se pueden reducir costes en estribos y canto de vigas, pero incrementan la longitud del tablero, el número de apoyos, mantenimiento de juntas.

Como conclusión, si bien es cierto que mejora en seguridad, menor interferencia ferroviaria, y mejora la compatibilidad con la banda de mantenimiento, no supone una mejora excepcional puesto que no elimina el condicionante, y las medidas que se han de tomar.

No obstante, el coste de la estructura aumenta, al tener que ejecutar 2 vanos adicionales, con sus respectivas zapatas, alzados, vigas y tablero, siendo un atraso respecto a la solución original a nivel optimización de materiales, coste y plazo.

Valoración de criterios

- Seguridad durante la ejecución: 7,5
- Compatibilidad con la banda de mantenimiento: 7,5
- Viabilidad técnica y estructural: 5
- Interferencia con la explotación ferroviaria: 7,5



7.4. Alternativa 3. Tablero de vigas doble T prefabricadas de 1 vano de 28 metros con muros de tierra armada y muro frontal

La alternativa 3 propone un paso superior de un solo vano de 28 m, usando vigas doble T prefabricadas y muros de tierra armada en los estribos. Se mantiene la luz del proyecto, pero se cambia la configuración de los estribos y se sustituyen las vigas artesa por doble T (ver figura 10).

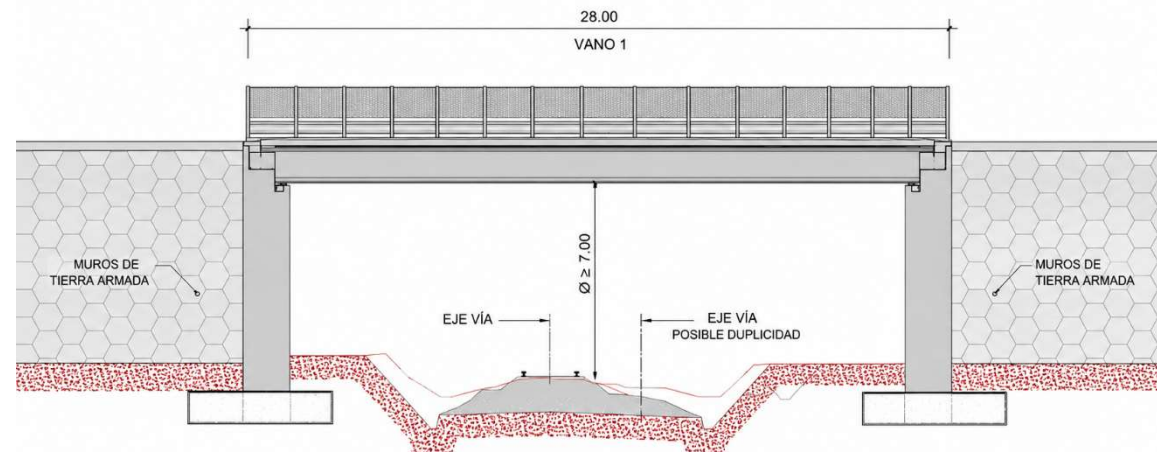


Figura 10: Alzado alternativa 3. Fuente: Elaboración propia

La sección tipo de esta tipología guarda la misma configuración que la anterior.

Esta alternativa optimiza el espacio en planta anulando el derrame de tierras laterales, asimismo supone un ahorro de material de relleno importante al tratarse de un paso superior con una altura tan elevada, y un ahorro en las aletas del estribo. La ejecución de los muros de tierra armada se puede realizar sin mayor complicación al disponer de espacio en los laterales del paso superior.

La alternativa busca analizar 2 escenarios, por un lado, si el ahorro en espacio y material supone una optimización al tener que ejecutar el muro de tierra armada, en segundo lugar, bajo el mismo escenario de la solución de proyecto, si las vigas doble T suponen una optimización al tratarse de vigas con menor peso unitario.

El empleo de vigas doble T permite reducir el peso unitario de los elementos prefabricados respecto a las vigas artesa de la solución de proyecto. Esto puede facilitar las operaciones de transporte e izado, reducir la capacidad necesaria de la grúa y disminuir el riesgo asociado a cada maniobra individual. Sin embargo, al igual que en la Alternativa 1, el tablero requerirá un mayor número de vigas principales, lo que incrementa el número total de izados sobre la vía. Por tanto, la alternativa reduce el peso de cada elemento, pero penaliza la cantidad de operaciones críticas.

La característica diferenciadora de esta alternativa es la utilización de muros de tierra armada en los accesos y estribos. La tierra armada permite contener los rellenos mediante paneles prefabricados frontales conectados a flejes de refuerzo embebidos en el terraplén (ver imagen 14). Esta tipología puede reducir la necesidad de grandes muros de hormigón armado. Además, en un entorno con espacio lateral suficiente, puede ejecutarse de forma relativamente ordenada y con una ocupación en planta controlada.



Imagen 14: Flejes de tierra armada. Fuente: edtf.es

En cuanto al plazo de ejecución, en los muros de tierra armada, el plazo puede verse afectado por el control de calidad del relleno, ya que requiere un control más exhaustivo para que el mecanismo funcione. También resulta un incremento de operaciones de izado y colocación de placas y flejes, y sus correspondientes materiales.

La ventaja principal es mantener la luz de 28 metros sin apoyos intermedios y con estribos más eficientes, facilitando el izado gracias al menor peso de las vigas doble T. Como inconveniente, hay una mayor dependencia del buen comportamiento del relleno y del sistema de tierra armada, el cual no resulta un beneficio suficientemente relevante puesto que no existen limitaciones de espacio en el contorno del paso superior.

En resumen, la Alternativa 3 es una solución técnicamente viable. Sin embargo, su valoración dependerá de si los ahorros compensan el incremento de operaciones, la necesidad de un estricto control geotécnico y la mayor complejidad del sistema de tierra armada.

Valoración de criterios

- Seguridad durante la ejecución: 7,5
- Compatibilidad con la banda de mantenimiento: 7,5
- Viabilidad técnica y estructural: 7,5
- Interferencia con la explotación ferroviaria: 7,5

7.5. Criterio económico y plazo

7.5.1. Criterio de valoración económica

La valoración económica realizada en este apartado tiene carácter comparativo y preliminar. Su objetivo es disponer de un criterio homogéneo para comparar las alternativas planteadas dentro del análisis multicriterio.

Se toma como referencia la valoración económica incluida en el proyecto original, al tratarse de soluciones desarrolladas para el mismo tramo, con una sección tipo equivalente y condicionantes ferroviarios análogos. A partir de dichos importes, se ajusta cada alternativa en función de la luz del tablero, número de vanos, tipología de vigas, configuración de estribos, existencia de pilas intermedias y sistemas de contención.

El coste estimado de cada alternativa se descompone en los siguientes bloques:

$$C_{alt} = C_{tablero} + C_{estribos} + C_{pilas} + C_{tierras} + C_{contenc} + C_{acabados}$$

Donde:

- $C_{tablero}$: vigas prefabricadas, prelosas, losa superior, hormigón, acero y apoyos.
- $C_{estribos}$: cimentaciones, alzados, cargaderos, aletas y losas de transición.
- C_{pilas} : cimentaciones y fustes.
- $C_{tierras}$: rellenos, terraplén, suelo seleccionado y zahorra.
- $C_{contención}$: muros de tierra armada, en caso de ser necesarios.
- $C_{acabados}$: pretilos, cerramiento antivandálico, impostas, impermeabilización, juntas y pavimento.

Alternativa 0. Solución de proyecto

La Alternativa 0, formada por tablero de vigas artesa de 28 m y estribos cerrados, se adopta como solución base de comparación.

Concepto	Coste
Estribos cerrados	151.495 €
Tablero con vigas artesa	98.714 €
Acabados y varios	39.094 €
Terraplén camino extra	19.225 €
Total estimado A0	308.529 €

Tabla 5: Costes alternativa de proyecto. Fuente: Proyecto original

Por tanto:

$$C_{A0} = 308.529 \text{ €}$$

Se adopta esta alternativa como índice económico de referencia:

$$I_{A0} = 100$$

Alternativa 1. Vigas doble T de 25 m y estribos cerrados

Para esta alternativa se parte de la solución de proyecto con vigas doble T de 28 m y estribos cerrados, adaptando los conceptos dependientes de la longitud del tablero a una luz de 25 m.

Se mantiene el coste de estribos cerrados, al conservarse una configuración estructural equivalente:

$$C_{estribos} = 151.495 \text{ €}$$

El coste del tablero se corrige proporcionalmente a la reducción de luz:

$$C_{tablero} = 95.036 \cdot \frac{25}{28} = 84.854 \text{ €}$$

Los acabados longitudinales también se ajustan en función de la longitud:

$$C_{acabados} = 38.390 \cdot \frac{25}{28} = 34.277 \text{ €}$$

Al reducir la luz de 28 m a 25 m, aumenta ligeramente la longitud de terraplén necesaria en los accesos. Sin embargo, el aumento se puede considerar despreciable

$$C_{tierras} = 19.225 \text{ €}$$

Por tanto, el coste estimado de la Alternativa 1 resulta:

$$C_{A1} = 151.495 + 84.854 + 34.277 + 19.225 = 289.851 \text{ €}$$

$$I_{A1} = \frac{289.851}{308.529} \cdot 100 = 94,0$$



Alternativa 2. Tres vanos con vigas doble T y estribos abiertos

Para la Alternativa 2 se toma como referencia una solución de proyecto para una alternativa estudiada de tres vanos con vigas doble T y estribos abiertos, cuya longitud total era:

$$12 + 25 + 12 = 49 \text{ m}$$

La alternativa propuesta presenta una configuración de:

$$15 + 21 + 15 = 51 \text{ m}$$

Por tanto, se mantienen los costes de estribos y pilas, y se corrigen proporcionalmente los conceptos dependientes de la longitud del tablero.

Concepto	Coste base proyecto 49 m	Criterio de ajuste	Coste corregido
Estribos abiertos	89.508 €	Se mantiene	89.508 €
Pilas intermedias	62.580 €	Se mantiene	62.580 €
Tablero doble T	160.159 €	51/49	166.696 €
Acabados y varios	84.147 €	51/49	87.581 €

Tabla 6: Valoración criterios alternativa 2. Fuente: Elaboración propia

El coste total estimado es:

$$C_{A2} = 89.508 + 62.580 + 166.696 + 87.581 = 406.365 \text{ €}$$

$$I_{A2} = \frac{406.365}{308.529} \cdot 100 = 131,7$$

Esta alternativa reduce la luz individual de cada vano, pero incrementa la longitud total de tablero, introduce pilas intermedias y aumenta el número de apoyos, acabados y operaciones de montaje. Por ello, su coste global, como es lógico, resulta superior al de las soluciones de un único vano.

Alternativa 3. Vigas doble T de 28 m con muros de tierra armada

La Alternativa 3 mantiene un tablero de vigas doble T de 28 m, pero sustituye parte del estribo cerrado convencional por una solución de contención mediante muros de tierra armada.

Se mantienen los siguientes costes de referencia:

$$C_{\text{tablero}} = 95.036 \text{ €}$$

$$C_{\text{acabados}} = 38.390 \text{ €}$$

$$C_{\text{tierras}} = 19.225 \text{ €}$$

Para la zona de apoyo del tablero se considera que el cargadero, muro frontal, cimentación inmediata y elementos estructurales asociados representan aproximadamente el 55 % del coste del estribo cerrado convencional:

$$C_{\text{apoyo}} = 151.495 \cdot 0,55 = 83.322 \text{ €}$$

La longitud del muro de tierra armada no se limita a la zona inmediata del estribo, ya que debe acompañar el desarrollo longitudinal del terraplén de acceso. Considerando una altura aproximada de 9,50 m, formada por 8,00 m de gálibo libre más 1,50 m de canto estimado del tablero y viga, y una rasante máxima del 12 %, se obtiene:

$$L = \frac{9,50}{0,12} = 79,17 \text{ m} \approx 80 \text{ m}$$

La altura del muro no es constante, sino que aumenta progresivamente desde el inicio de la rampa hasta el estribo. Por ello, se adopta una altura media:

$$H_{\text{media}} = \frac{9,50}{2} = 4,75 \text{ m}$$

Considerando un muro por cada lado de la estructura:

$$A_{\text{muro}} = 2 \cdot 80 \cdot 4,75 = 760 \text{ m}^2$$

Con un precio orientativo tomado de la plataforma (generador de precios):

$$P_{TA} = 110,84 \text{ €/m}^2$$

El coste del muro de tierra armada resulta:

$$C_{TA} = 760 \cdot 110,84 = 84.238 \text{ €}$$

Por tanto, el coste total estimado de la Alternativa 3 es:

$$C_{A3} = 95.036 + 38.390 + 19.225 + 83.322 + 84.238 = 320.211 \text{ €}$$

$$I_{A3} = \frac{320.211}{308.529} \cdot 100 = 103,8$$

Esta alternativa presenta una posible mejora en ocupación en planta y contención del terraplén, pero no supone necesariamente una reducción económica frente a la solución de proyecto debido a la elevada longitud de muro necesaria para alcanzar la rasante del paso superior.

Alternativa	Descripción	Coste estimado	Índice económico
A0	Artesa 28 m + estribos cerrados	308.529 €	100
A1	Doble T 25 m + estribos cerrados	292.074 €	94
A2	Doble T 15+21+15 m + estribos abiertos	406.365 €	131,7
A3	Doble T 28 m + muros de tierra armada	320.211 €	103,8

Tabla 7: Índices de precio de las alternativas de estudio. Fuente: Elaboración propia

Puntuación del criterio económico

Para transformar el coste estimado en una puntuación dentro del análisis multicriterio, se aplica una escala proporcional entre 0 y 10, asignando 10 puntos a la alternativa de menor coste y 0 puntos a la de mayor coste:

$$P_i = 10 \cdot \frac{C_{max} - C_i}{C_{max} - C_{min}}$$

Donde:

$$C_{max} = 406.365 \text{ €}$$

$$C_{min} = 292.074 \text{ €}$$

Aplicando la expresión anterior, se obtienen las siguientes puntuaciones:

Alternativa	Coste estimado	Puntuación económica
A0. Artesa 28 m + estribos cerrados	308.529 €	8,4
A1. Doble T 25 m + estribos cerrados	289.851 €	10
A2. Tres vanos doble T + estribos abiertos	406.365 €	0
A3. Doble T 28 m + tierra armada	320.211 €	7,39

Tabla 8: Puntuación de alternativas en criterio económico. Fuente: Elaboración propia

Desde una perspectiva estrictamente económica, la Alternativa 1 es la más favorable, ya que reduce la luz del tablero y utiliza vigas doble T con estribos cerrados.

En cambio, la Alternativa 2 es la menos competitiva debido al aumento de la longitud total del tablero, la necesidad de pilas intermedias y el incremento de elementos auxiliares y acabados.

La Alternativa 3 tiene un coste ligeramente superior al de la solución de proyecto, principalmente por la mayor longitud de muros de tierra armada en los accesos.

7.5.2. Criterio de valoración del plazo

La valoración del plazo se realiza con carácter comparativo, con el objetivo de incorporar al análisis multicriterio una estimación homogénea de la duración de cada alternativa. No se desarrolla una planificación detallada de obra, sino una estimación por actividades principales, considerando las diferencias constructivas entre soluciones.

Para que la comparación sea coherente, las duraciones se expresan en semanas de camino crítico, considerando que determinados trabajos pueden ejecutarse en paralelo en ambos lados de la estructura. Por tanto, no se suma directamente la duración de cada estribo por separado, sino la duración equivalente de la actividad completa.

Se consideran las siguientes actividades principales:

$$T_{alt} = T_{cajeos} + T_{estribos} + T_{pilas} + T_{terraplenes} + T_{firmes} + T_{tablero} + T_{acabados}$$

Donde:

- T_{cajeos} : excavación de cajeros para estribos, apoyos y arranque de terraplenes.
- $T_{estribos}$: ejecución de cimentaciones, alzados, cargaderos y aletas.
- T_{pilas} : ejecución de cimentaciones y soportes intermedios, si existen.
- $T_{terraplenes}$: ejecución del núcleo de terraplén o relleno reforzado.
- T_{firmes} : capas superiores, suelo seleccionado, zahorra y pavimentación.
- $T_{tablero}$: montaje de vigas, prelosas, losa superior y elementos del tablero.
- $T_{acabados}$: pretilas, cerramientos antivandálicos, impermeabilización, juntas y remates.

Estimación de plazo por actividades



$$T_{max} = 31 \text{ semanas}$$

$$T_{min} = 24 \text{ semanas}$$

Actividad	A0 Artesa 28 m + estribos cerrados	A1 Doble T 25 m + estribos cerrados	A2 Doble T 3 vanos + estribos abiertos	A3 Doble T 28 m + tierra armada
Cajeos y excavaciones iniciales	2 sem	2 sem	2 sem	2 sem
Ejecución de estribos / apoyos	6 sem	6 sem	4 sem	4 sem
Ejecución de pilas intermedias	—	—	6 sem	—
Núcleo de terraplén / rellenos	8 sem	8 sem	8 sem	—
Muros de tierra armada	—	—	—	10 sem
Suelo seleccionado, zahorra y pavimento	3 sem	3 sem	3 sem	3 sem
Montaje y ejecución del tablero	3 sem	3 sem	6 sem	4 sem
Acabados y remates	2 sem	2 sem	2 sem	2 sem
Plazo total estimado	24 sem	24 sem	31 sem	25 sem

Tabla 9: Estimación de plazo por actividades. Fuente: Elaboración propia

En las alternativas de un vano con estribos cerrados, el plazo queda condicionado principalmente por la ejecución de los dos estribos y por el desarrollo de los terraplenes de acceso. Aunque la Alternativa 1 reduce la luz del tablero de 28 m a 25 m, esta diferencia no se considera significativa en términos de plazo global, ya que no modifica sustancialmente las actividades críticas: cajeos, estribos, terraplenes, firmes, montaje del tablero y acabados. Por ello, se adopta para las Alternativas 0 y 1 un plazo equivalente de 24 semanas.

La Alternativa 2, compuesta por tres vanos y estribos abiertos, reduce la entidad de los estribos extremos, pero incorpora pilas intermedias, mayor longitud de tablero, más líneas de apoyo, más vigas y más operaciones de montaje. La ejecución de pilas en el entorno ferroviario también incrementa la complejidad y la necesidad de coordinación con la explotación. Se estima la alternativa con mayor plazo, con 31 semanas.

La Alternativa 3 mantiene una estructura de un vano e incorpora muros de tierra armada a lo largo de los accesos. Esta solución requiere el montaje de paneles, colocación de armaduras, ejecución de rellenos por tongadas y compactación controlada. Aunque reduce parte de la obra de estribos convencionales, el desarrollo longitudinal de los muros incrementa el plazo global. Se establece un plazo total de 25 semanas.

Puntuación del criterio de plazo

Para transformar el plazo estimado en una puntuación dentro del análisis multicriterio, se aplica una escala lineal entre 0 y 10, asignando 10 puntos a la alternativa de menor plazo y 0 puntos a la de mayor plazo:

$$P_i = 10 \cdot \frac{T_{max} - T_i}{T_{max} - T_{min}}$$

Donde:

Alternativa	Plazo estimado	Puntuación plazo
A0. Artesa 28 m + estribos cerrados	24 sem	10
A1. Doble T 25 m + estribos cerrados	24 sem	10
A2. Tres vanos doble T + estribos abiertos	31 sem	0
A3. Doble T 28 m + tierra armada	25 sem	8,57

Tabla 10: Puntuación de alternativas en criterio Plazo. Fuente: Elaboración propia

8. ANÁLISIS MULTICRITERIO DE ALTERNATIVAS

Tras evaluar cada alternativa según los criterios establecidos, se realiza el análisis multicriterio final. Este análisis compara todas las soluciones propuestas, considerando el coste económico, la seguridad en la ejecución, la compatibilidad con la banda de mantenimiento, el plazo, la viabilidad técnica y la interferencia con la explotación ferroviaria.

Cada alternativa se ha puntuado en una escala de 0 a 10. Para los criterios de seguridad, compatibilidad con la banda de mantenimiento, viabilidad técnica e interferencia ferroviaria, se utilizó la escala discreta previamente definida. Para el coste económico y el plazo de ejecución, se aplicó una puntuación proporcional, asignando 10 puntos a la opción más favorable y 0 puntos a la menos favorable como una medida de descarte.

La puntuación global de cada alternativa se calcula mediante la siguiente expresión:

$$P_{global} = \sum_{i=1}^n P_i \cdot W_i$$

Donde:

- P_{global} : puntuación global ponderada de la alternativa.
- P_i : puntuación obtenida en cada criterio.
- W_i : peso asignado a cada criterio.
- n : número total de criterios considerados.

Para el presente análisis se adopta la ponderación descrita en el apartado 5.2.2.

8.1. Ponderación criterios de evaluación

Código	%
C1	10
C2	20
C3	10
C4	15
C5	40
C6	5

Tabla 11: Ponderación de criterios de evaluación. Fuente: Elaboración propia

En este estudio de optimización de la solución de proyecto, se asigna el mayor peso al coste económico. Sin embargo, se otorga también una ponderación significativa a la compatibilidad con la banda de mantenimiento, ya que la ejecución se lleva a cabo sobre una línea ferroviaria en servicio y con ventanas nocturnas limitadas.

8.2. Ponderación de alternativas

Alternativa	C1	C2	C3	C4	C5	C6
A0. Artesa 28 m + estribos cerrados	7,5	7,5	10	10	8,4	7,5
A1. Doble T 25 m + estribos cerrados	7,5	7,5	10	10	10	7,5
A2. Doble T 3 vanos + estribos abiertos	7,5	7,5	0	5	0	7,5
A3. Doble T 28 m + tierra armada	7,5	7,5	8,57	7,5	7,39	7,5

Tabla 12: Puntuación de alternativas. Fuente: Elaboración propia

Alternativa	C1	C2	C3	C4	C5	C6	Puntuación global
A0. Artesa 28 m + estribos cerrados	0,75	1,5	1	1,5	3,36	0,38	8,49
A1. Doble T 25 m + estribos cerrados	0,75	1,5	1	1,5	4	0,38	9,13
A2. Doble T 3 vanos + estribos abiertos	0,75	1,5	0	0,75	0	0,38	3,38
A3. Doble T 28 m + tierra armada	0,75	1,5	0,86	1,13	2,96	0,38	7,56

Tabla 13: Resultado de alternativas ponderado. Fuente: Elaboración propia.

8.3. Clasificación final de alternativas

Posición	Alternativa	Puntuación global
1	A1. Doble T 25 m + estribos cerrados	9,13
2	A0. Artesa 28 m + estribos cerrados	8,49
3	A3. Doble T 28 m + tierra armada	7,56
4	A2. Doble T 3 vanos + estribos abiertos	3,38

Tabla 14: Clasificación final de alternativas. Fuente: Elaboración propia.

8.4. Conclusión del análisis multicriterio

El análisis multicriterio realizado indica que la Alternativa 1, compuesta por un tablero de vigas doble T prefabricadas de 25 m de luz y estribos cerrados, es la opción mejor valorada, con una puntuación global de 9,13 puntos.

La principal diferencia respecto a la solución de proyecto radica en el criterio económico. Dado que este criterio posee una ponderación del 40 %, respetando el peso que originalmente se daba en proyecto, la reducción de costes de la Alternativa 1 influye de manera significativa en el resultado final. Asimismo, esta alternativa iguala la puntuación de la solución de proyecto en seguridad, compatibilidad con la banda de mantenimiento, plazo, viabilidad técnica e interferencia ferroviaria, lo que permite que la mejora económica la sitúe como la opción más favorable.

La Alternativa 0, que corresponde a la solución de proyecto con vigas artesa de 28 m y estribos cerrados, ocupa la segunda posición. Esta opción es técnicamente adecuada, robusta y compatible con los condicionantes ferroviarios, aunque resulta menos favorable desde el punto de vista económico en comparación con la Alternativa 1.

La Alternativa 3, que utiliza vigas doble T de 28 m y muros de tierra armada, recibe una puntuación intermedia. Si bien mantiene una solución de un único vano y es técnicamente viable, se ve penalizada por el coste y el plazo vinculados a la ejecución longitudinal de los muros de tierra armada en los accesos, y en caso de no emplear muros de tierra armada, seguiría sin ser la opción óptima en comparación con la reducción de luz del vano ofrecida por la alternativa 1.

Finalmente, la Alternativa 2, compuesta por tres vanos con vigas doble T y estribos abiertos, resulta la menos favorable. Aunque reduce la luz individual de las vigas, introduce pilas intermedias, incrementa la longitud total del tablero, aumenta el número de apoyos y genera un incremento significativo en coste y plazo.

En consecuencia, **se selecciona como alternativa óptima la Alternativa 1: tablero de vigas doble T prefabricadas de 25 m de luz con estribos cerrados**, ya que optimiza el coste y mantiene condiciones de ejecución, seguridad, plazo y compatibilidad ferroviaria equivalentes a la solución de proyecto.

ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	OBJETO DEL ANEJO.....	1
1.2.	DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	1
1.3.	ALCANCE	1
2.	GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA	2
2.1.	DESCRIPCIÓN GEOMÉTRICA GENERAL.....	2
2.2.	TABLERO	2
2.2.1.	VIGAS PREFABRICADAS	3
2.2.2.	PRELOSAS	3
2.2.3.	APOYOS ELASTOMÉRICOS.....	4
2.2.4.	JUNTAS DE DILATACIÓN	4
2.3.	ESTRIBOS.....	5
2.3.1.	ZAPATA DE CIMENTACIÓN	5
2.3.2.	MURO FRONTAL.....	5
2.3.3.	CARGADERO.....	6
2.3.4.	ESPALDÓN	6
2.3.5.	DISPOSICIÓN DE APOYOS SOBRE EL ESTRIBO	6
2.3.6.	ALETAS LATERALES.....	6
2.3.7.	TERRENO ASOCIADO AL ESTRIBO	7
2.3.8.	FASES CONSIDERADAS EN EL MODELO DEL ESTRIBO.....	7
3.	NORMATIVA APLICABLE	8
3.1.	NORMATIVA RELATIVA A ACCIONES.....	8
3.2.	NORMATIVA RELATIVA AL HORMIGÓN ESTRUCTURAL	8
3.3.	NORMATIVA RELATIVA A APOYOS	8
3.4.	NORMATIVA GEOTÉCNICA Y CIMENTACIONES	8
3.5.	NORMATIVA IMPLEMENTADA EN CIVIL STUDIO.....	9
4.	MATRIALES EMPLEADOS	10
4.1.	AMBIENTE Y DURABILIDAD.....	10
4.2.	HORMIGONES.....	10
4.2.1.	HORMIGÓN DE VIGAS PREFABRICADAS PRETENSADAS	10
4.2.2.	HORMIGÓN DE LOSA SUPERIOR Y PRELOSAS	10
4.2.3.	HORMIGÓN DE ESTRIBOS	10
4.2.4.	HORMIGÓN DE CIMENTACIONES.....	10
4.2.5.	HORMIGÓN DE LIMPIEZA.....	11
4.2.6.	RESUMEN DE HORMIGONES EMPLEADOS.....	11
4.3.	ACERO PARA ARMADURA PASIVA	11
4.4.	ACERO PARA ARMADURA ACTIVA	11
4.5.	TERRENO DE CIMENTACIÓN Y RELLENOS	11
5.	BASES DE CÁLCULO - TABLERO.....	13
5.1.	CRITERIOS GENERALES	13
5.2.	NORMATIVA DE CÁLCULO CONSIDERADA	13
5.3.	ESTADOS LÍMITE CONSIDERADOS	13
5.3.1.	ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	13
5.3.2.	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	13

5.3.3.	DURABILIDAD	13
5.4.	SISTEMA DE COORDENADAS	14
5.5.	FASES DE CÁLCULO CONSIDERADAS	14
5.6.	ACCIONES CONSIDERADAS	14
5.6.1.	CRITERIO GENERAL DE DEFINICIÓN DE ACCIONES	14
5.6.2.	ACCIONES PERMANENTES	14
5.6.2.1.	PESO PROPIO	14
5.6.2.2.	CARGAS MUERTAS.....	14
5.6.3.	ACCIONES PERMANENTES DE VALOR NO CONSTANTE	15
5.6.3.1.	PRETENSADO.....	15
5.6.3.2.	RETRACCIÓN Y FLUENCIA	16
5.6.4.	ACCIONES TÉRMICAS.....	16
5.6.4.1.	COMPONENTE UNIFORME DE TEMPERATURA	16
5.6.4.2.	GRADIENTE TÉRMICO VERTICAL	17
5.6.4.3.	SIMULTANEIDAD ENTRE COMPONENTE UNIFORME Y GRADIENTE TÉRMICO	17
5.6.5.	VIENTO	17
5.6.5.1.	EMPUJE DE VIENTO SOBRE TABLERO	18
5.6.5.2.	EMPUJE VERTICAL DE VIENTO.....	18
5.6.5.3.	EMPUJE LONGITUDINAL DE VIENTO	18
5.6.5.4.	VIENTO CON SOBRECARGA	18
5.6.6.	SOBRECARGAS VERTICALES DE USO	18
5.6.6.1.	CARRILES VIRTUALES	18
5.6.6.2.	CARGAS VERTICALES DEBIDAS AL TRÁFICO.....	19
5.6.6.3.	ARRANQUE, FRENADO Y DERRAPE.....	19
5.6.7.	FUERZA CENTRÍFUGA.....	19
5.6.8.	ACCIÓN SÍSMICA	19
6.	BASES DE CÁLCULO - ESTRIBOS	21
6.1.	CRITERIOS GENERALES	21
6.2.	NORMATIVA DE CÁLCULO CONSIDERADA.....	21
6.3.	ESTADOS LÍMITE CONSIDERADOS	21
6.4.	FASES DE CÁLCULO CONSIDERADAS	21
6.5.	ACCIONES CONSIDERADAS	21
6.5.1.	PESO PROPIO	21
6.5.2.	SOBRECARGA VERTICAL DE TIERRAS.....	22
6.5.3.	EMPUJE DE TIERRAS	22
6.5.4.	SOBRECARGA DE USO EN TERRAPLENES ADYACENTES	22
6.5.5.	FUERZA DE INERCIA DEL PROPIO ESTRIBO.....	22
6.5.6.	FUERZA DE INERCIA DE LAS TIERRAS EN EL TALÓN DEL ESTRIBO	23
6.5.7.	INCREMENTO DE EMPUJE DINÁMICO DE TIERRAS.....	23
6.5.8.	REACCIONES TRANSMITIDAS POR EL TABLERO.....	23
6.5.9.	ACCIÓN SÍSMICA	23
7.	COMBINACIÓN DE ACCIONES	24
7.1.	TABLERO	24
7.1.1.	CRITERIO GENERAL	24
7.1.2.	COMBINACIONES EN ESTADOS LÍMITE ÚLTIMOS	24
7.1.2.1.	SITUACIONES PERSISTENTES O TRANSITORIAS	24
7.1.2.2.	SITUACIONES ACCIDENTALES SIN SISMO	24
7.1.2.3.	SITUACIONES ACCIDENTALES CON SISMO	24
7.1.3.	COMBINACIONES EN ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO	24
7.1.3.1.	COMBINACIÓN CARACTERÍSTICA	25
7.1.3.2.	COMBINACIÓN FRECUENTE.....	25

7.1.3.3.

COMBINACIÓN CUASIPERMANENTE.....

25

7.1.4.

COEFICIENTES DE SIMULTANEIDAD

25

7.1.5.

COEFICIENTES PARCIALES DE SEGURIDAD

25

7.1.6.

REGLAS ADICIONALES DE COMBINACIÓN.....

26

7.1.7.

ENVOLVENTES DE CÁLCULO

26

7.2.

ESTRIBOS.....

27

7.2.1.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD.....

27

7.2.1.1.

COEFICIENTES PARCIALES DE ACCIONES EN.....

27

7.2.1.2.

COEFICIENTES DE SEGURIDAD GEOTÉCNICOS

28

7.2.1.3.

COEFICIENTES DE RESISTENCIA

28

7.2.2.

COMBINACIONES EMPLEADAS EN LAS COMPROBACIONES

28

7.2.3.

COMBINACIONES SÍSMICAS.....

28

7.2.4.

CRITERIO DE CÁLCULO

28

8.

CÁLCULO ESTRUCTURAL

29

8.1.

CÁLCULO ESTRUCTURAL DEL TABLERO

29

8.1.1.

MODELO DE CÁLCULO DEL TABLERO

29

8.1.2.

OBTENCIÓN DE ESFUERZOS.....

29

8.1.3.

ARMADURA ACTIVA DE LAS VIGAS PREFABRICADAS

30

8.1.4.

ARMADURA PASIVA DE LAS VIGAS PREFABRICADAS

31

8.1.5.

COMPROBACIONES DE LAS VIGAS PREFABRICADAS

32

8.1.6.

ARMADURA DE LA LOSA SUPERIOR

32

8.1.7.

COMPROBACIONES DE LA LOSA SUPERIOR.....

32

8.1.8.

FLECHAS Y GIROS

32

8.1.9.

RESUMEN DE VERIFICACIÓN DEL TABLERO.....

32

8.1.10.

REACCIONES TRANSMITIDAS A LOS ESTRIBOS.....

32

8.2.

CÁLCULO ESTRUCTURAL DE LOS ESTRIBOS

33

8.2.1.

MODELO DE CÁLCULO DEL ESTRIBO

33

8.2.2.

ACCIONES Y REACCIONES INTRODUCIDAS EN EL MODELO

34

8.2.3.

OBTENCIÓN DE ESFUERZOS.....

34

8.2.4.

COMPROBACIONES GEOTÉCNICAS

34

8.2.5.

COMPROBACIONES ESTRUCTURALES.....

35

8.2.6.

ARMADO DEL ESTRIBO.....

35

8.2.7.

DESPLAZAMIENTOS Y MOVIMIENTOS ADMISIBLES

36

8.2.8.

RESUMEN DE VERIFICACIÓN DEL ESTRIBO.....

36

9.

PRUEBA DE CARGA

37

9.1.

PUNTOS DE MEDIDA

37

9.2.

SOBRECARGA DE PRUEBA.....

37

9.3.

FASES DE CARGA.....

38

9.4.

INSTRUCCIONES PARA LA REALIZACIÓN DE LA PRUEBA.....

38

9.5.

CRITERIOS DE ACEPTACIÓN.....

39

9.6.

RESULTADOS

39

ANEXO I.....

ANEXO II

ANEXO III

ANEXO IV

Tabla 1: Recubrimientos de elementos estructurales. Fuente: Elaboración propia.....	10
Tabla 2: Hormigones empleados. Fuente: Elaboración propia	11
Tabla 3: Parámetros del terreno en el entorno del PS-383.2. Fuente: Elaboración propia	12
Tabla 4: Parámetros de contacto del terreno en el entorno del PS-383.2. Fuente: Elaboración propia	12
Tabla 5: Peso específico de elementos estructurales.....	14
Tabla 6: Parámetros para la consideración de las cargas térmicas en la estructura. Fuente: Proyecto original	16
Tabla 7: Parámetros para la consideración de las cargas térmicas en la estructura. Fuente: Proyecto original	16
Tabla 8: Deformaciones térmicas asociadas a la componente uniforme. Fuente: Proyecto original	17
Tabla 9: Parámetros gradiente térmico vertical. Fuente: Proyecto original	17
Tabla 10: Combinaciones para evaluar los posibles efectos térmicos	17
Tabla 11: Parámetros generales para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original.....	17
Tabla 12: Parámetros de rugosidad y exposición para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original	17
Tabla 13: Parámetros de presión para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original.....	17
Tabla 14: Parámetros del empuje sobre el tablero para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original	18
Tabla 15: Parámetros de fuerza y momento para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original	18
Tabla 16: Parámetros de cargas verticales debidas al tráfico. Fuente: Proyecto original.	19
Tabla 17: Acciones de arranque, frenado y derrape. Fuente: Proyecto original.....	19
Tabla 18: Parámetros principales para la definición de la acción sísmica. Fuente: Proyecto original	20
Tabla 19: Periodos característicos para definir el espectro de respuesta elástica. Fuente: Proyecto original.	20
Tabla 20: Espectro normalizado de respuesta elástica. Fuente: Proyecto original	20
Tabla 21: Parámetros sísmicos adoptados	23
Tabla 22: Términos para combinación de acciones persistentes o transitorias. Fuente: Proyecto original ..	24
Tabla 23: Términos para combinación de acciones accidentales sin sismo. Fuente: Proyecto original	24
Tabla 24: Términos para combinación de acciones accidentales con sismo. Fuente: Proyecto original	24
Tabla 25: Coeficientes de simultaneidad considerados para las acciones. Fuente: Proyecto original.	25

Tabla 26: Coeficientes parciales de seguridad considerados para las acciones. Fuente: Proyecto original.	26
Tabla 27: Coeficientes de seguridad para el pretensado en ELS. Fuente: Proyecto original.	26
Tabla 28: Acciones consideradas en el modelo. Fuente: Civil eStudio	27
Tabla 29: coeficientes parciales de acciones. Fuente: Civil eStudio	27
Tabla 30: coeficientes parciales de acciones. Fuente: Civil eStudio	27
Tabla 31: Coeficientes de seguridad geotécnicos. Fuente: Civil eStudio.....	28
Tabla 32: Coeficientes de resistencia. Fuente: Civil eStudio.....	28
Tabla 33: Combinaciones empleadas en las comprobaciones. Fuente: Civil eStudio	28
Tabla 34: Combinaciones de las componentes sísmicas. Fuente: Civil eStudio	28
Tabla 35: Esfuerzos máximos y mínimos a lo largo de la viga 1	29
Tabla 36: Envolvente de reacciones verticales por apoyo — Eje 1 / Estribo 1. Fuente: Civil eStudio.....	32
Tabla 37: Envolvente de reacciones verticales por apoyo — Eje 2 / Estribo 2. Fuente: Civil eStudio.....	32
Tabla 39: Envolvente de reacciones totales transmitidas por el tablero a los estribos. Fuente: Civil eStudio.	33
Figura 1: Planta tablero PS-383.2 Fuente: Civil eStudio.	2
Figura 2: Detalle disposición de prelosas. Fuente: Civil eStudio.	2
Figura 3: Detalle sección tablero simplificada. Fuente: Elaboración propia	3
Figura 4: Detalle viga DT-PRE-150-120B, PRECON. Fuente: Civil eStudio.	3
Figura 5: Vista general del modelo geométrico del estribo. Fuente: Civil eStudio.	5
Figura 6: Planta de la zapata del estribo. Fuente: Civil eStudio.	5
Figura 7: Sección del muro frontal del estribo. Fuente: Civil eStudio.	6
Figura 8: Alzado y planta del cargadero del estribo. Fuente: Civil eStudio.	6
Figura 9: Disposición de apoyos elastoméricos sobre el estribo. Fuente: Civil eStudio.	6
Figura 10: Alzado de la aleta 1. Fuente: Civil eStudio.	7
Figura 11: Alzado de la aleta 2. Fuente: Civil eStudio.	7
Figura 12: Definición del terreno y relleno de trasdós del estribo. Fuente: Civil eStudio.	7
Figura 13: Definición de cargas de la superestructura en la sección transversal	15

Figura 14: Disposición de cordones de pretensado en vigas de la estructura. Fuente: Elaboración propia	15
Figura 15: Mapa sísmico de la norma sismorresistente empleada en el proyecto original. Fuente: NCSE-02	20
Figura 16: Esquema aplicación fuerza inercial del propio estribo. Fuente: Proyecto original	22
Figura 17: Esquema de fuerza de inercia de las tierras en el talón del estribo. Fuente: Proyecto original	23
Figura 18: Modelo del tablero para el cálculo de las vigas. Fuente: Civil eStudio	29
Figura 19: Modelo del tablero. Fuente: Civil eStudio	29
Figura 20: Momento transversal. Flexión positiva (mkN/m)	30
Figura 21: Momento transversal. Flexión negativa (mkN/m)	30
Figura 22: Disposición de cordones de pretensado en la sección de la viga. Fuente: Civil eStudio	31
Figura 23: Disposición de la armadura activa en las vigas prefabricadas. Valores en el centro de la luz de cálculo. Fuente: Civil eStudio.	31
Figura 24: Disposición de armado pasivo en viga 1, sección. Fuente: Civil eStudio	31
Figura 25: Armadura losa superior en sección. Fuente: Civil eStudio	32
Figura 26: Modelo del estribo el cálculo y verificación de la estructura. Fuente: Civil eStudio	33
Figura 27: Planta de la zapata de estribos. Fuente: Civil eStudio	33
Figura 28: Planta de estribos. Fuente: Civil eStudio	34
Figura 29: Armado zapatas en sección. Fuente: Civil eStudio	35
Figura 30: Armado muro frontal de estribos en sección. Fuente: Civil eStudio	35
Figura 31: Armado muro aleta 1 de estribos en sección. Fuente: Civil eStudio	36
Figura 32: Camión utilizado en la prueba de carga (32t). Fuente: Proyecto original	37
Figura 33: Sobrecarga vertical característica total asociada al modelo de tráfico	38

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Objeto del anejo

El presente anejo tiene por objeto justificar el cálculo estructural de la solución adoptada para la reposición del paso superior situado en el entorno del PK 383+200 de la Línea 330, dentro de las actuaciones previstas para la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo, subtramo La Encina – Bifurcación Alicante.

La finalidad del documento es comprobar que la estructura propuesta cumple las condiciones resistentes, funcionales y de durabilidad exigibles, verificando su comportamiento frente a las acciones permanentes, variables, térmicas, sísmicas y accidentales que puedan actuar sobre ella durante su vida útil.

Para ello se definen las bases de cálculo, la normativa aplicable, los materiales, las acciones consideradas y las combinaciones de cálculo, y se desarrolla posteriormente el análisis estructural mediante un modelo numérico realizado con el programa Civil Studio.

A partir de los resultados obtenidos en dicho modelo, se comprueban los principales elementos de la estructura, incluyendo el tablero, los apoyos, las juntas, los estribos y la cimentación, con objeto de verificar la validez técnica de la solución estructural adoptada.

Como referencia de partida se toma el anejo de cálculo del proyecto constructivo original del PS- 383.2, en el que se define una estructura de un único vano biapoyado de 28,00 m de luz, con tablero de vigas prefabricadas pretensadas y losa superior de hormigón armado ejecutada in situ con prelosas.

1.2. Descripción general de la estructura

La estructura objeto de cálculo corresponde a un paso superior de nueva construcción destinado a salvar la infraestructura ferroviaria existente en el entorno del PK 383+200 de la Línea 330. La reposición de esta estructura se enmarca en las actuaciones asociadas a la implantación del ancho estándar en el Corredor Mediterráneo, siendo necesario garantizar el cumplimiento de los condicionantes geométricos, funcionales y estructurales derivados de la nueva configuración ferroviaria.

La solución estructural considerada está formada por un tablero de un único vano, simplemente apoyado sobre estribos de hormigón armado. El tablero se resuelve mediante vigas prefabricadas pretensadas, sobre las que se dispone una losa superior de hormigón armado ejecutada in situ mediante el empleo de prelosas colaborantes.

La luz de cálculo del tablero es de 25,00 m entre ejes de apoyo. Esta luz permite salvar el conjunto de vías existentes bajo la estructura, garantizando al mismo tiempo los condicionantes de galíbo horizontal y vertical exigidos para la infraestructura ferroviaria.

La sección transversal del tablero se configura para permitir el paso de tráfico rodado sobre la estructura. El tablero cuenta con calzada, arcenes y elementos laterales de contención y protección, cuya disposición se ha tenido en cuenta tanto en la definición geométrica como en la valoración de las cargas permanentes y sobrecargas de uso.

La subestructura está constituida por dos estribos cerrados de hormigón armado, formados por muro frontal, murete de guarda, muros en vuelta y aletas laterales. La cimentación se resuelve mediante zapatas superficiales, dimensionadas para transmitir al terreno las cargas verticales, horizontales y momentos procedentes del tablero, del propio estribo y de los empujes del relleno.

1.3. Alcance

El alcance del presente anejo comprende la definición de las bases de cálculo y el desarrollo de las comprobaciones estructurales necesarias para justificar la solución adoptada.

En una primera fase se recogen:

- La descripción general de la estructura.
- La normativa aplicable.
- Los materiales y clases de exposición.
- Los criterios de seguridad.
- Las acciones consideradas.
- Las combinaciones de acciones.

De este modo, el anejo queda planteado como un documento completo de justificación estructural, en el que las bases de cálculo constituyen únicamente la parte inicial del proceso de verificación, y se incorporan los resultados de las comprobaciones de los siguientes elementos principales:

- tablero
- vigas prefabricadas pretensadas
- losa superior
- prelosas
- apoyos elastoméricos
- juntas de dilatación
- estribos
- cimentaciones
- comprobaciones geotécnicas de hundimiento, vuelco y deslizamiento

Finalmente, el anejo recoge la verificación de la estructura frente a los Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y condiciones de durabilidad, justificando que la solución adoptada presenta un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones previstas durante su vida útil.

2. GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA

2.1. Descripción geométrica general

La estructura se define como un paso superior de un único vano, con tablero simplemente apoyado sobre estribos de hormigón armado. La geometría adoptada responde a la necesidad de reponer el paso superior existente garantizando el gálibo requerido sobre la infraestructura ferroviaria y manteniendo la funcionalidad del vial superior.

El tablero presenta una luz de 25,00 m entre ejes de apoyo, correspondiente a la distancia entre los ejes de los aparatos de apoyo dispuestos sobre ambos estribos. Además de esta luz entre apoyos, las vigas prefabricadas disponen de una longitud adicional en los extremos, correspondiente a la zona de apoyo y culata, de 0,40 m desde el eje del neopreno hasta el extremo de la viga.

En planta, el tablero se define como una estructura recta, sin esviaje ni curvatura, con una longitud de 25,00 m entre apoyos y una anchura total de 10,00 m. A efectos de definición del modelo, la superficie de rodadura se ha situado a la cota $Z = 100,00$ m, empleándose esta referencia geométrica para la introducción de las distintas cotas de la sección y de los elementos estructurales.

La solución estructural se basa en el empleo de vigas prefabricadas pretensadas tipo doble T, dispuestas longitudinalmente, sobre las que se colocan prelosas prefabricadas y se ejecuta una losa superior de hormigón armado. Esta tipología permite reducir los tiempos de ejecución sobre la línea ferroviaria, al concentrar las operaciones principales de montaje del tablero en el izado de elementos prefabricados y limitar los trabajos de hormigonado in situ a la losa superior.

La estructura se completa con apoyos elastoméricos dispuestos sobre los estribos, juntas de dilatación en los extremos del tablero, elementos laterales de contención, pavimento, impostas, pretil y cerramiento antivandálico.

2.2. Tablero

El tablero se resuelve mediante una sección compuesta formada por cinco vigas prefabricadas pretensadas, prelosas apoyadas entre vigas y una losa superior de hormigón armado ejecutada in situ. La plataforma tiene 10,00 m de anchura total y 25,00 m de luz entre ejes de apoyo.

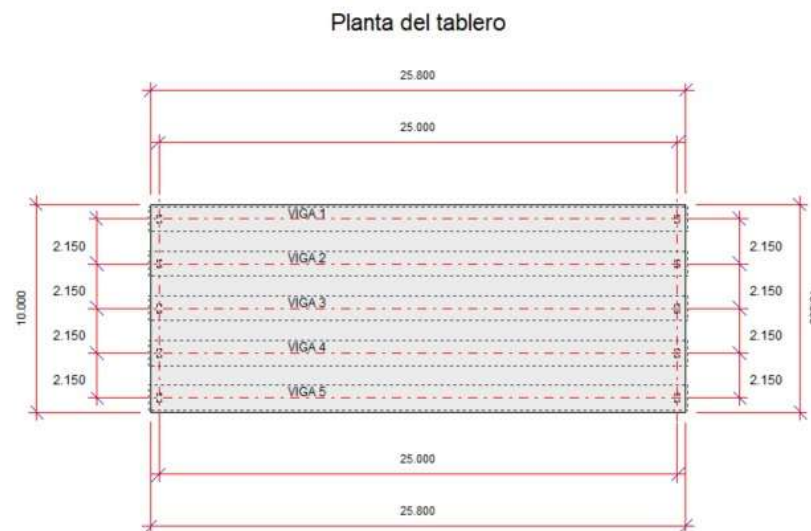


Figura 1: Planta tablero PS-383.2 Fuente: Civil eStudio.

Las vigas prefabricadas constituyen los elementos resistentes principales en dirección longitudinal. Entre ellas se disponen prelosas prefabricadas, con un espesor de 7 cm y apoyadas 7 cm sobre el ala superior de cada viga (ver figura 2). Sobre dichas prelosas se ejecuta una losa superior de hormigón armado de 25 cm de espesor mínimo, encargada de solidarizar transversalmente el conjunto y repartir las cargas de tráfico entre las vigas.

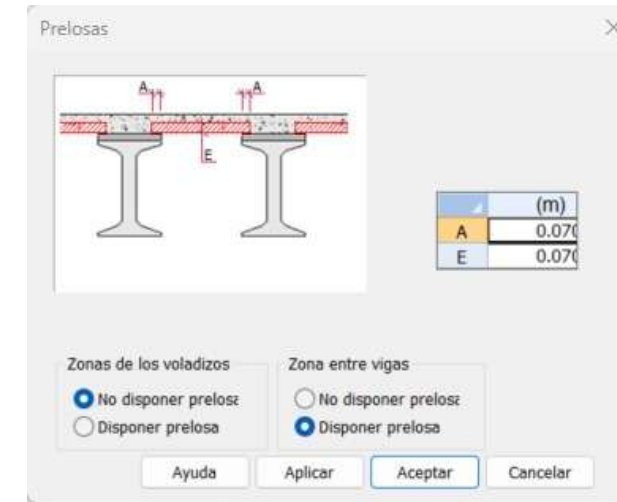


Figura 2: Detalle disposición de prelosas. Fuente: Civil eStudio.

El espesor mínimo de la losa se mantiene en 25 cm a lo largo del tablero. En caso de disponer bombeo o pendiente transversal para facilitar la evacuación de aguas, dicho espesor se incrementa localmente en las zonas necesarias, manteniéndose en todo caso el espesor mínimo indicado.

Sobre la losa se considera un pavimento de 5 cm de espesor, introducido en el modelo como carga muerta. Este pavimento forma parte de las cargas permanentes no estructurales del tablero y se tiene en cuenta en la definición de las acciones gravitatorias.

La sección funcional del tablero se organiza con dos carriles de circulación, arcenes laterales y franjas exteriores destinadas a la colocación del pretil y del cerramiento antivandálico.

La distribución transversal considerada es, por tanto, la siguiente:

Franja exterior para pretil y cerramiento: **1,00 m por lado**

Arcén lateral: **0,50 m por lado**

Carriles de circulación: **2 x 3,50 m**

Anchura total: **10,00 m**

Esta configuración permite mantener una sección funcional compatible con la solución adoptada en el estudio de soluciones, incorporando al mismo tiempo los elementos de seguridad vial y protección necesarios para el paso superior. (Ver figura 3)

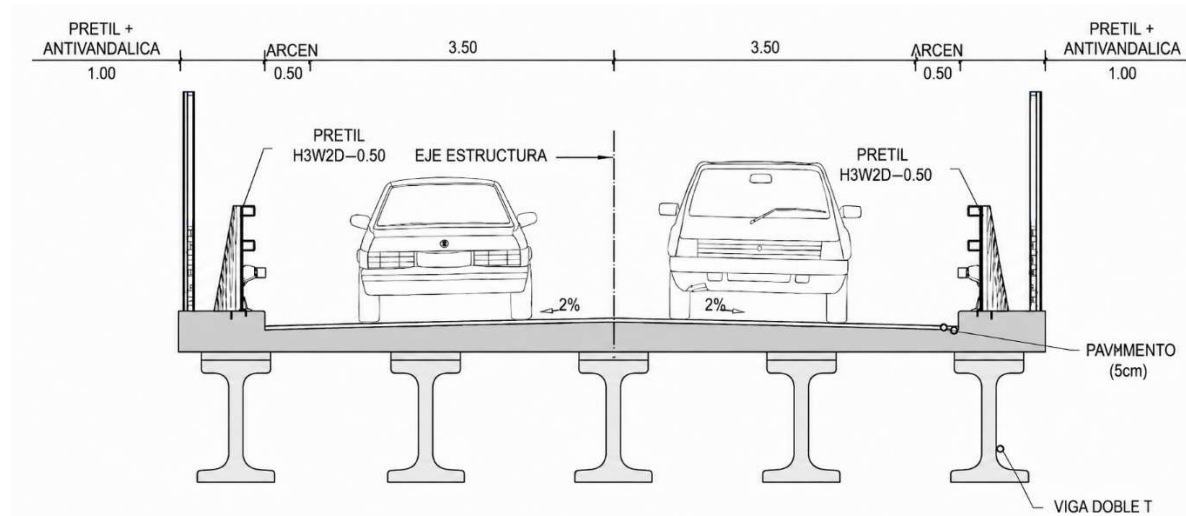


Figura 3: Detalle sección tablero simplificada. Fuente: Elaboración propia

2.2.1. Vigas prefabricadas

Las vigas prefabricadas adoptadas para el tablero corresponden a vigas de hormigón pretensado tipo doble T, seleccionadas del catálogo del fabricante PRECON. La sección empleada en el modelo es la DT-PRE-150-120 B, con un canto total de 1,50 m (ver figura 4).

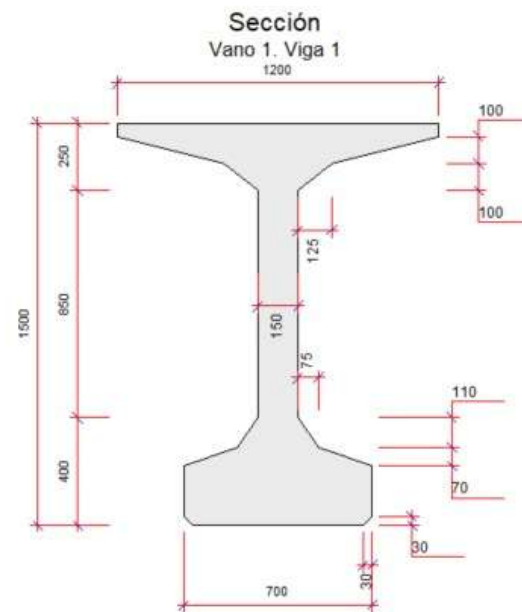


Figura 4: Detalle viga DT-PRE-150-120B, PRECON. Fuente: Civil eStudio.

La sección presenta un ala superior de 1,20 m de anchura y un ala inferior de 0,70 m de anchura, configurando una geometría adecuada para su empleo en tableros de vigas prefabricadas con losa superior ejecutada in situ. Esta tipología permite reducir el peso propio respecto a otras soluciones de sección maciza, manteniendo al mismo tiempo una elevada capacidad resistente frente a los esfuerzos de flexión longitudinal generados en el vano.

Las vigas se disponen longitudinalmente con un interje de 2,15 m, apoyándose en ambos extremos sobre aparatos de apoyo elastoméricos situados sobre los estribos. La luz entre ejes de apoyo es de 25,00 m, si bien la viga dispone de una longitud adicional en sus extremos, correspondiente a la zona de apoyo y culata. Desde el eje del neopreno hasta el extremo de la viga se considera una longitud aproximada de 0,40 m.

El tablero queda definido de forma que las vigas exteriores constituyen el límite lateral resistente de la sección. La plataforma de tablero se desarrolla hasta el ala exterior de dichas vigas, sin considerar vuelos laterales significativos más allá de las mismas.

Las vigas son elementos prefabricados de hormigón pretensado con armadura activa pretesa. El pretensado se materializa mediante cordones de 15,2 mm de diámetro nominal y 140 mm² de sección, dispuestos principalmente en el ala inferior de la viga. La geometría de la sección permite disponer hasta tres filas de cordones en el ala inferior y una fila adicional en el ala superior, cuya configuración definitiva se establece posteriormente en el apartado correspondiente a la definición del pretensado.

En el modelo de cálculo se introduce la sección de la viga prefabricada, junto con sus propiedades geométricas y mecánicas, considerando las distintas fases de trabajo de la estructura. En primer lugar, la viga trabaja de forma aislada durante las fases iniciales de fabricación, transferencia del pretensado, transporte, montaje y colocación de prelosas. Posteriormente, una vez ejecutada la losa superior de hormigón armado, el tablero pasa a comportarse como una sección compuesta formada por vigas prefabricadas, prelosas y losa superior.

La comprobación de las vigas se realiza considerando tanto las fases constructivas como la situación final de servicio. En particular, se verifican las tensiones en fase de transferencia del pretensado, las tensiones en servicio, la resistencia frente a los esfuerzos últimos, la fisuración, las deformaciones y el comportamiento asociado a las pérdidas instantáneas y diferidas del pretensado.

2.2.2. Prelosas

Las prelosas se disponen entre las vigas prefabricadas, apoyando en las alas superiores de las mismas una longitud de 7 cm. Su función principal durante la fase constructiva es actuar como encofrado perdido para el hormigonado de la losa superior, evitando la necesidad de disponer encofrado inferior convencional sobre la infraestructura ferroviaria.

Una vez ejecutada la losa, el tablero queda constituido por una sección compuesta formada por las vigas prefabricadas, las prelosas y la losa superior de hormigón armado. La losa superior presenta un espesor mínimo de 25 cm, permitiendo repartir transversalmente las cargas de tráfico, solidarizar el conjunto del tablero y proporcionar la plataforma resistente sobre la que se disponen las capas de acabado y los elementos funcionales.

2.2.3. Apoyos elastoméricos

El tablero se apoya sobre los estribos mediante aparatos de apoyo elastoméricos dispuestos bajo cada una de las vigas prefabricadas. Para todos los apoyos del tablero se adopta el mismo tipo de apoyo, tanto en el estribo 1 como en el estribo 2, con objeto de mantener una solución homogénea y sencilla desde el punto de vista constructivo.

Los apoyos empleados corresponden al tipo ST 200 × 400 × 52, definidos como apoyos elastoméricos anclados. La designación geométrica del apoyo hace referencia a sus dimensiones principales:

Características del apoyo de neopreno: ST-200x400x52

Tipo: Apoyo de neopreno zunchado rectangular.

Parámetros:

A, Dimensión del neopreno según eje longitudinal de la planta: 200 mm

B, Dimensión del neopreno según eje transversal de la planta: 400 mm

n, Número de placas de refuerzo: 5

e1, Espesor de las placas de refuerzo: 3.0 mm

e2, Espesor del elastómero entre 2 placas de refuerzo: 8.0 mm

e3, Espesor del elastómero capa superior e inferior: 2.5 mm

e4, Espesor lateral del elastómero: 4.0 mm

EB, Módulo de compresibilidad del elastómero : 2000.00 MPa

G, Módulo de cizalla : 0.90 MPa

Fy, Límite elástico del acero de las placas de refuerzo : 235.00 MPa

Por tanto, cada neopreno presenta una superficie rectangular en planta de 200 × 400 mm² y un espesor total de 52 mm. La orientación de estas dimensiones se introduce en el modelo de acuerdo con la disposición geométrica de las vigas y de los estribos, manteniendo la coherencia entre los ejes locales del apoyo y las direcciones longitudinal y transversal del tablero.

Los apoyos se disponen bajo las vigas prefabricadas, coincidiendo con los puntos de transmisión de cargas entre el tablero y los estribos. De este modo, las reacciones verticales procedentes de cada viga se transmiten directamente a la subestructura a través de los aparatos elastoméricos.

En el modelo de Civil Studio, los apoyos se han definido como apoyos de neopreno. Por tanto, la comprobación de los apoyos se realiza considerando esta condición de apoyo, verificando que el neopreno adoptado resulta compatible con las solicitaciones obtenidas en el modelo.

Las comprobaciones realizadas sobre los aparatos de apoyo incluyen, entre otras, la verificación de las tensiones de compresión, la compresión mínima, la distorsión, la estabilidad, la rotación admisible y los efectos derivados de las acciones horizontales. Asimismo, se comprueba que el apoyo adoptado presenta un comportamiento adecuado frente a las solicitaciones transmitidas por el tablero en las distintas fases consideradas y en la situación final de servicio.

La utilización del mismo apoyo ST 200 × 400 × 52 en todas las posiciones permite simplificar la definición constructiva del tablero y facilita la ejecución en obra, evitando la necesidad de disponer aparatos de apoyo distintos en función de la posición transversal de cada viga.

2.2.4. Juntas de dilatación

En los extremos del tablero se disponen juntas de dilatación, con objeto de permitir los movimientos longitudinales de la estructura derivados de las acciones térmicas, reológicas y de las deformaciones propias del tablero durante su vida útil.

La definición geométrica de las juntas se realiza considerando la distancia existente entre el eje del aparato de apoyo elastomérico y el extremo de la viga prefabricada. En el modelo se adopta para dicha longitud un valor de 0,40 m, correspondiente a la zona de apoyo y culata de la viga en cada extremo del tablero.

2.3. Estribos

La subestructura del paso superior se resuelve mediante estribos cerrados de hormigón armado con cimentación superficial. Los estribos tienen como función recibir las cargas transmitidas por el tablero a través de los aparatos de apoyo elastoméricos, contener el relleno del trasdós y transmitir al terreno las acciones verticales, horizontales y momentos resultantes.

La definición geométrica del estribo se ha realizado mediante el módulo de Estribo cerrado de Civil eStudio, considerando una estructura de carretera y una vida útil de 100 años. El modelo incluye la zapata de cimentación, el muro frontal, el cargadero, el espaldón, las aletas laterales, los apoyos elastoméricos y el terreno de trasdós.

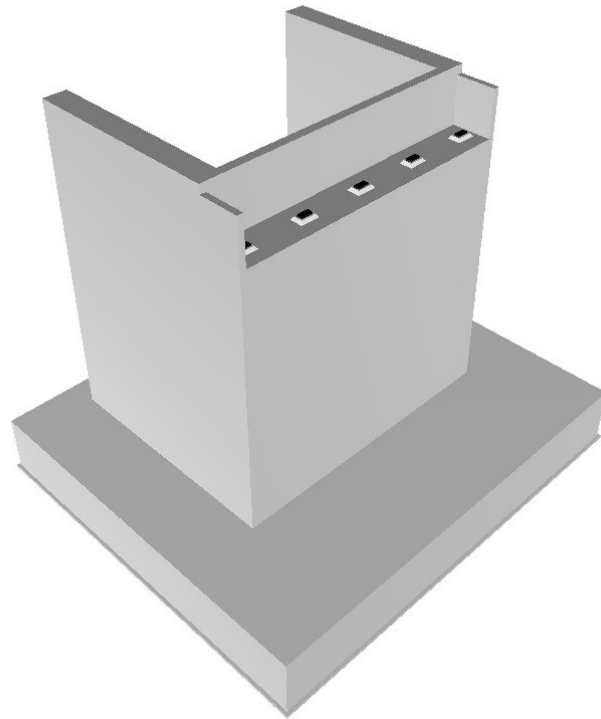


Figura 5: Vista general del modelo geométrico del estribo. Fuente: Civil eStudio.

2.3.1. Zapata de cimentación

La cimentación del estribo se resuelve mediante una zapata superficial de hormigón armado. En planta, la zapata presenta unas dimensiones de 15,00 m × 13,00 m, con una zona central de 10,00 m y vuelos laterales de 2,50 m.

El canto de la zapata adoptado en el modelo es de 2,00 m. La cara superior de la zapata se sitúa a la cota $Z = 89,00$ m, por lo que la cara inferior de la zapata queda situada a la cota $Z = 87,00$ m. Bajo la zapata se dispone una capa de nivelación de 0,10 m de espesor.

Dimensión transversal de zapata: **15,00 m**

Dimensión longitudinal de zapata: **13,00 m**

Zona central asociada al muro: **10,00 m**

Vuelo lateral: **2,50 m**

Canto de zapata: **2,00 m**

Espesor de capa de nivelación: **0,10 m**

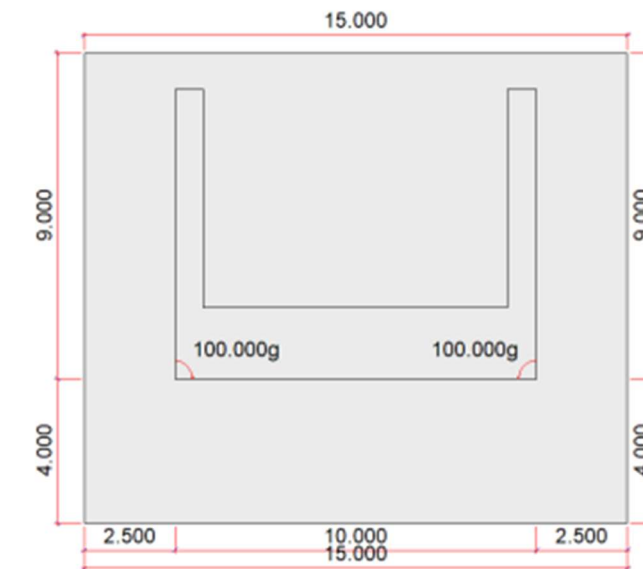


Figura 6: Planta de la zapata del estribo. Fuente: Civil eStudio.

2.3.2. Muro frontal

El muro frontal constituye el elemento principal del estribo, encargado de recibir las reacciones transmitidas por el tablero y contener el relleno situado en el trasdós. Se dispone sobre la zapata de cimentación y se desarrolla transversalmente bajo la línea de apoyos de las vigas prefabricadas.

El muro frontal se define con una altura aproximada de 9,00 m, medida desde la cara superior de la zapata hasta la zona de apoyo del tablero. En la parte superior se dispone el cargadero, sobre el que se colocan los aparatos de apoyo elastoméricos.

La sección del muro se ha definido de forma compatible con la posición del eje de apoyos. Según la geometría del modelo, la distancia desde el eje de apoyos hasta el paramento interior del muro es de 0,675 m, resultando una dimensión total asociada a la parte superior del muro de 1,35 m.

Altura aproximada del muro frontal: **9,00 m**

Distancia del eje de apoyos al paramento interior: **0,675 m**

Dimensión superior asociada al muro: **1,35 m**

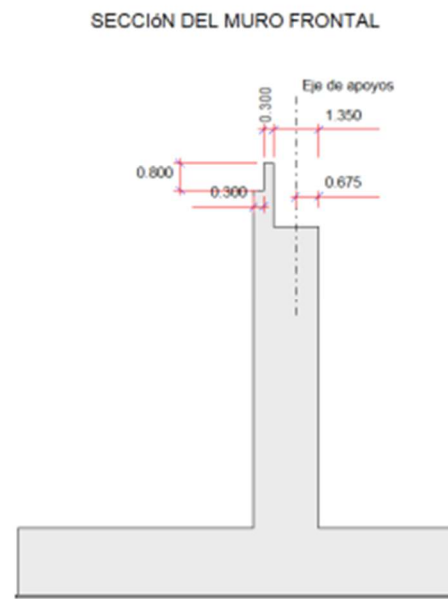


Figura 7: Sección del muro frontal del estribo. Fuente: Civil eStudio.

2.3.3. Cargadero

En la coronación del muro frontal se dispone el cargadero, cuya función es materializar la zona de apoyo del tablero y transmitir al muro frontal las reacciones procedentes de las vigas prefabricadas.

El cargadero se define horizontal, sin pendiente longitudinal ni transversal, de acuerdo con la geometría introducida en el modelo. Los espesores laterales considerados para los extremos del cargadero son de 0,20 m.

Espesor lateral E1: **0,20 m**

Espesor lateral E2: **0,20 m**

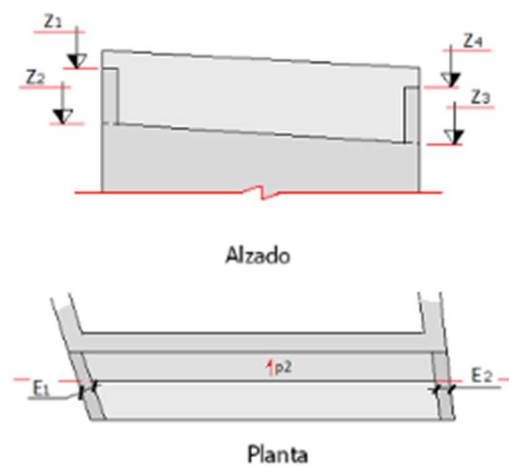


Figura 8: Alzado y planta del cargadero del estribo. Fuente: Civil eStudio.

2.3.4. Espaldón

El espaldón se dispone en la parte superior del estribo, en la zona de trasdós, permitiendo el cierre entre el tablero, la junta de dilatación y el relleno del terraplén de acceso.

Este elemento forma parte del conjunto superior del estribo y trabaja asociado al muro frontal, contribuyendo a la contención del relleno y a la correcta transición entre la estructura y el vial de acceso.

2.3.5. Disposición de apoyos sobre el estribo

Sobre el cargadero del estribo se disponen los aparatos de apoyo elastoméricos correspondientes a las vigas prefabricadas del tablero. El modelo considera un total de cinco apoyos, uno bajo cada viga.

Los apoyos empleados son de tipo ST 200 × 400 × 52, con una altura de 0,052 m. La separación entre apoyos consecutivos es de 2,15 m, coincidente con el intereje de las vigas prefabricadas. La distancia desde el borde de referencia hasta el primer apoyo es de 0,70 m.

Número de apoyos por estribo: **5**

Tipo de apoyo: **ST 200 × 400 × 52**

Altura del apoyo: **0,052 m**

Distancia hasta el primer apoyo: **0,70 m**

Separación entre apoyos consecutivos: **2,15 m**

Dimensión A del apoyo: **0,400 m**

Dimensión B del apoyo: **0,200 m**

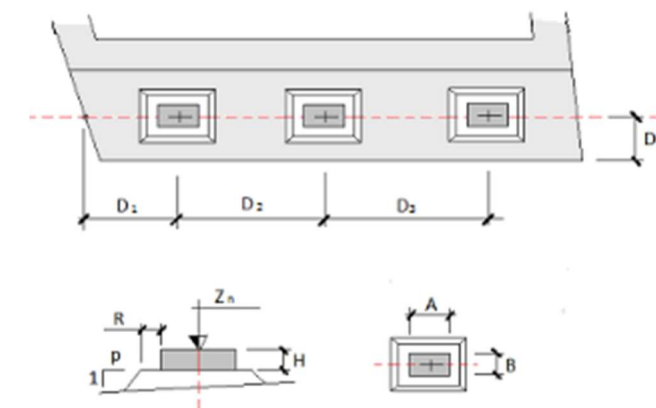


Figura 9: Disposición de apoyos elastoméricos sobre el estribo. Fuente: Civil eStudio.

2.3.6. Aletas laterales

El estribo dispone de dos aletas laterales de hormigón armado, destinadas a contener los rellenos laterales del terraplén de acceso y garantizar la transición entre la plataforma superior y el terreno circundante.

Las dos aletas presentan una geometría análoga. En alzado, cada aleta tiene una longitud de 8,00 m y un espesor de 0,80 m. Estas aletas arrancan desde la zapata de cimentación y se prolongan hasta la zona superior del estribo, adaptándose a la geometría del relleno del trasdós.

Longitud de aleta: **8,00 m**
Espesor de aleta: **0,80 m**



El terreno se define mediante dos capas granulares, incorporando en el modelo los parámetros geotécnicos necesarios para la obtención de empujes, comprobación de hundimiento, deslizamiento, vuelco y asientos.

Cota del terreno en cimentación: **90,00 m**

Cota superior de la zapata: **89,00 m**

Cota inferior de la zapata: **87,00 m**

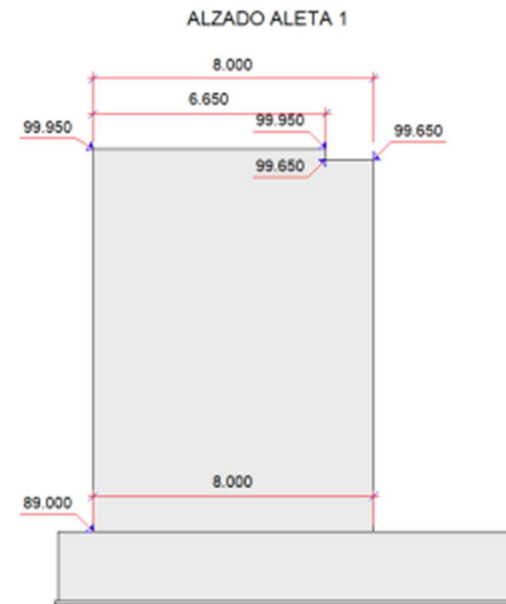


Figura 10: Alzado de la aleta 1. Fuente: Civil eStudio.

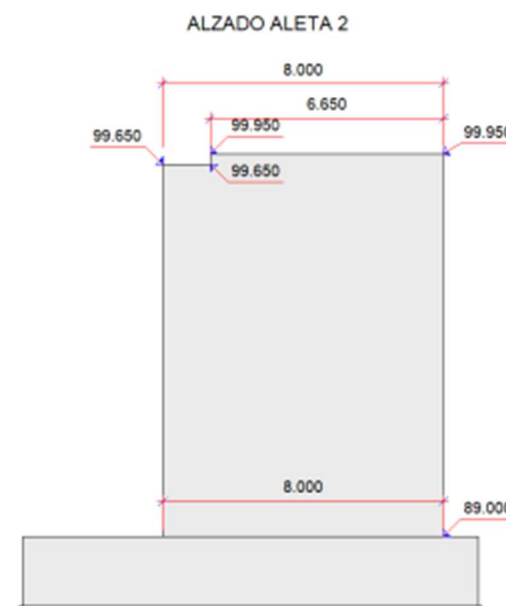


Figura 11: Alzado de la aleta 2. Fuente: Civil eStudio.

2.3.7. Terreno asociado al estribo

El modelo considera el terreno del trasdós y el terreno de cimentación bajo la zapata. En fase de construcción, el nivel de tierras en el trasdós llega hasta la coronación del estribo.

La cota del terreno en la zona de cimentación se sitúa en $Z = 90,00$ m. La cimentación queda empotrada respecto al terreno, con la cara superior de la zapata a $Z = 89,00$ m y la cara inferior a $Z = 87,00$ m.

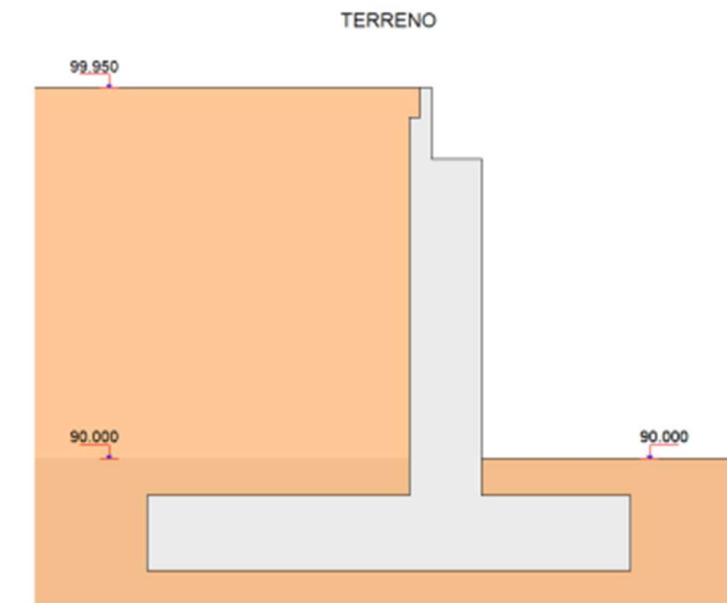


Figura 12: Definición del terreno y relleno de trasdós del estribo. Fuente: Civil eStudio.

2.3.8. Fases consideradas en el modelo del estribo

Para el cálculo del estribo se consideran las fases necesarias para representar su comportamiento durante la construcción, la situación de servicio y el comportamiento diferido de la estructura.

La fase de construcción.

La fase de servicio.

La fase a tiempo infinito.

Estas fases permiten introducir de forma coherente las acciones procedentes del tablero, el relleno del trasdós, los empujes de tierras y los efectos diferidos asociados a la estructura.

3. NORMATIVA APLICABLE

La definición de las acciones, bases de cálculo, materiales y comprobaciones estructurales se realiza tomando como referencia la normativa aplicable a puentes de carretera y estructuras de hormigón, así como la normativa implementada en el programa Civil Studio para el cálculo y comprobación de los elementos estructurales.

3.1. Normativa relativa a acciones

Para la definición de las acciones sobre el tablero y la subestructura se considera como referencia principal la Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera, IAP-11, aprobada por la Orden FOM/2842/2011, de 29 de septiembre.

Esta instrucción establece los criterios de definición de las acciones permanentes, sobrecargas de uso, acciones térmicas, viento, frenado y arranque, así como las reglas de combinación para Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y situaciones accidentales.

Asimismo, para la acción sísmica se considera la Norma de Construcción Sismorresistente: Puentes, NCSP-07, aprobada por el Real Decreto 637/2007, de 18 de mayo.

3.2. Normativa relativa al hormigón estructural

Para la comprobación de los elementos de hormigón armado y hormigón pretensado se toma como referencia la normativa de hormigón estructural aplicable, junto con las formulaciones de los Eurocódigos implementadas en el programa de cálculo.

En particular, se consideran los criterios de comprobación de secciones de hormigón frente a flexión, cortante, fisuración, tensiones en servicio, rasante y estados límite asociados al pretensado. Para los efectos reológicos de retracción y fluencia se considera la formulación del Eurocódigo 2, EN 1992-1-1.

3.3. Normativa relativa a apoyos

Los aparatos de apoyo elastoméricos dispuestos entre el tablero y los estribos se comprueban conforme a la normativa específica aplicable a apoyos estructurales, así como a las formulaciones implementadas en Civil eStudio para este tipo de elementos.

La norma principal considerada para la comprobación de los apoyos es:

- UNE-EN 1337. Aparatos de apoyo estructurales.

Esta norma establece los criterios de diseño y comprobación de los aparatos de apoyo empleados en estructuras, incluyendo los apoyos elastoméricos zunchados. En el presente modelo, los apoyos adoptados corresponden al tipo ST 200 × 400 × 52, definidos como apoyos elastoméricos apoyados.

Las verificaciones realizadas para estos elementos incluyen:

- La comprobación de tensiones de compresión.
- La comprobación de compresión mínima.
- La comprobación de distorsión.
- La comprobación de estabilidad.
- La comprobación de rotación admisible.
- La verificación de desplazamientos.
- La compatibilidad frente a acciones horizontales transmitidas por el tablero.

3.4. Normativa geotécnica y cimentaciones

La comprobación de los estribos se realiza mediante el módulo de Estribo cerrado de Civil eStudio, considerando el ámbito normativo de Normas europeas. Eurocódigos. El modelo corresponde a un estribo cerrado de hormigón armado con cimentación superficial, asociado a una estructura de carretera con vida útil de 100 años.

Para la comprobación del estribo y de su cimentación se consideran las siguientes normas principales:

- EN 1990. Bases del diseño estructural.
- EN 1990 Anexo A2. Bases del diseño estructural. Aplicación para puentes.
- EN 1991-1-1. Acciones en estructuras. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios.
- EN 1991-1-3. Acciones en estructuras. Nieve.
- EN 1991-1-4. Acciones en estructuras. Viento.
- EN 1991-1-5. Acciones en estructuras. Temperatura.
- EN 1991-1-6. Acciones en estructuras. Construcción.
- EN 1991-1-7. Acciones en estructuras. Acciones accidentales.
- EN 1991-2. Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes.
- EN 1992-1-1. Proyecto de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación.
- EN 1997-1. Proyecto geotécnico. Reglas generales.
- EN 1998-1. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Reglas generales.
- EN 1998-2. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Puentes.
- EN 1998-5. Proyecto de estructuras sismorresistentes. Cimentaciones, estructuras de contención y aspectos geotécnicos.

La EN 1992-1-1 se emplea para las comprobaciones resistentes de los elementos de hormigón armado del estribo, incluyendo muro frontal, aletas, espaldón, cargadero y zapata. Dentro de estas comprobaciones se incluyen los Estados Límite Últimos de flexión y cortante, así como los Estados Límite de Servicio de fisuración y deformaciones.

La EN 1997-1 se emplea para las comprobaciones geotécnicas de la cimentación superficial, incluyendo las verificaciones frente a hundimiento, deslizamiento, vuelco y asentos. En el modelo se adopta el Enfoque 2, empleado por Civil eStudio para las verificaciones geotécnicas correspondientes.

La EN 1998-1, la EN 1998-2 y la EN 1998-5 se emplean para considerar la acción sísmica sobre la estructura, así como su influencia sobre los estribos, las cimentaciones y los empujes del terreno en situación accidental sísmica.

Las comprobaciones realizadas sobre los estribos incluyen:

- La estabilidad frente a deslizamiento zapata-terreno.
- La estabilidad frente a vuelco rígido.
- La comprobación geotécnica última de hundimiento.
- La comprobación geotécnica de servicio de asentos.
- La comprobación estructural última frente a flexión.
- La comprobación estructural última frente a cortante.
- La comprobación de fisuración en servicio.
- La comprobación de deformaciones en servicio.
- La generación del armado de los elementos de hormigón armado.

3.5. Normativa implementada en Civil Studio

El modelo estructural se desarrolla mediante el programa Civil eStudio, empleando los módulos correspondientes al cálculo del tablero de vigas prefabricadas, apoyos elastoméricos, estribos y cimentaciones.

Las comprobaciones generadas por el programa se basan en la normativa seleccionada dentro del modelo, correspondiente a Normas europeas. Eurocódigos, junto con la normativa específica aplicable a aparatos de apoyo estructurales. De este modo, las hipótesis, combinaciones y verificaciones obtenidas del programa se incorporan posteriormente al presente anejo como justificación del cumplimiento resistente, funcional y geotécnico de la solución adoptada.

La normativa implementada permite comprobar de forma diferenciada:

- El tablero y las vigas prefabricadas pretensadas.
- La losa superior y las prelosas.
- Los apoyos elastoméricos.
- Los estribos cerrados de hormigón armado.
- Las zapatas de cimentación superficial.
- Las comprobaciones geotécnicas asociadas al terreno.
- Las situaciones sísmicas y accidentales.

4. MATERIALES EMPLEADOS

En este apartado se definen los materiales considerados en el cálculo estructural del paso superior, indicando sus principales características resistentes y su campo de aplicación dentro de la estructura.

Los materiales adoptados se corresponden, de forma general, con los empleados en el proyecto de referencia del paso superior, adaptados a la solución estructural finalmente modelizada. En particular, se consideran hormigones para elementos prefabricados pretensados, hormigones para elementos de hormigón armado ejecutados in situ, armaduras pasivas, armaduras activas de pretensado, apoyos elastoméricos y materiales geotécnicos asociados a rellenos y cimentación.

4.1. Ambiente y durabilidad

La estructura se sitúa en el término municipal de Caudete, en una zona interior y alejada de la influencia directa del ambiente marino. Por tanto, desde el punto de vista de durabilidad, no se considera una exposición asociada a cloruros de origen marino.

Para los elementos principales de hormigón armado y pretensado en el tablero, se adopta una clase general de exposición XC4, correspondiente a un ambiente con riesgo de corrosión de las armaduras por carbonatación en condiciones de humedad media, para los elementos de los estribos y cimentaciones se ha considerado un ambiente XC2 al estar en contacto constante con el terreno. No se considera la existencia de una clase específica de exposición asociada a ataque químico del terreno, al no haberse identificado agresividad significativa en los suelos de cimentación.

Los recubrimientos adoptados se establecen en función del tipo de elemento, de la clase de exposición y del procedimiento constructivo. De forma general, se consideran los siguientes recubrimientos nominales:

Elemento	Recubrimiento adoptado
Zapatas y cimentaciones superficiales	30 mm
Alzados de estribos	35 mm
Vigas prefabricadas pretensadas	25 mm
Prelosas	30 mm
Losa superior del tablero	35 mm

Tabla 1: Recubrimientos de elementos estructurales. Fuente: Elaboración propia

Estos recubrimientos permiten garantizar la protección de las armaduras frente a los mecanismos de degradación previstos durante la vida útil de la estructura, así como asegurar las condiciones necesarias de adherencia y ejecución.

4.2. Hormigones

Los hormigones empleados en la estructura se seleccionan en función del tipo de elemento, de las solicitaciones a las que se encuentra sometido y de las condiciones de durabilidad exigibles. Se diferencian los hormigones correspondientes a las vigas prefabricadas, la losa superior, las prelosas, los estribos, las cimentaciones y el hormigón de limpieza.

4.2.1. Hormigón de vigas prefabricadas pretensadas

Las vigas prefabricadas del tablero se ejecutan con hormigón pretensado de alta resistencia, adoptándose un hormigón tipo:

HP-50/F/20/XC4

Este hormigón se emplea en las vigas prefabricadas pretensadas tipo doble T del fabricante PRECON con nomenclatura (DT-PRE-150-120B). La resistencia característica a compresión adoptada es:

$f_{ck} = 50 \text{ MPa}$

La utilización de un hormigón HP-50 resulta adecuada para elementos prefabricados pretensados, ya que permite resistir las tensiones introducidas durante la transferencia del pretensado y mejorar el comportamiento del elemento en servicio.

La consistencia y el tamaño máximo del árido se corresponden con los requisitos propios del proceso de fabricación en planta, garantizando una correcta ejecución de la sección y una adecuada adherencia de los cordones de pretensado.

4.2.2. Hormigón de losa superior y prelosas

La losa superior del tablero y las prelosas se consideran ejecutadas con hormigón armado tipo:

HA-30/B/20/XC4

La resistencia característica a compresión adoptada es:

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

Este hormigón se emplea en la losa superior de 25 cm de espesor mínimo, ejecutada in situ sobre las prelosas prefabricadas. La losa tiene como función principal solidarizar transversalmente las vigas, repartir las cargas de tráfico y constituir la plataforma resistente superior del tablero.

Las prelosas se disponen entre las vigas prefabricadas y apoyan 7 cm sobre el ala superior de las mismas, actuando inicialmente como encofrado perdido durante el hormigonado y colaborando posteriormente en el comportamiento de la sección compuesta, según la definición considerada en el modelo.

4.2.3. Hormigón de estribos

Los alzados de los estribos, incluyendo muro frontal, murete de guarda, muros laterales y aletas, se ejecutan con hormigón armado. Para estos elementos se adopta un hormigón tipo:

HA-35/B/20/XC2

La resistencia característica a compresión adoptada es:

$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$

Este hormigón se emplea en los elementos de la subestructura que reciben directamente las reacciones del tablero y contienen los rellenos del trasdós. Su resistencia permite garantizar la capacidad resistente frente a los esfuerzos de flexión, cortante y axil generados por las acciones transmitidas por el tablero, el peso propio, los empujes de tierras y las sobrecargas aplicadas sobre el relleno.

4.2.4. Hormigón de cimentaciones

Las zapatas superficiales de los estribos se ejecutan con hormigón armado. Para estos elementos se adopta un hormigón tipo:

HA-30/B/20/XC2

La resistencia característica a compresión adoptada es:

$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$

La clase de exposición considerada para las cimentaciones es XC2, al tratarse de elementos en contacto con el terreno o sometidos a condiciones de humedad asociadas a la subestructura.

4.2.5. Hormigón de limpieza

Bajo las zapatas se dispone una capa de hormigón de limpieza con objeto de regularizar la superficie de apoyo, facilitar el replanteo y garantizar unas condiciones adecuadas para la colocación de las armaduras de cimentación.

El hormigón de limpieza adoptado es:

HL-150/B/30

Este hormigón no se considera con función resistente principal, sino como elemento auxiliar de ejecución de las cimentaciones.

4.2.6. Resumen de hormigones empleados

Elemento	Hormigón adoptado
Vigas prefabricadas pretensadas	HP-50/F/20/XC4
Losa superior	HA-30/B/20/XC4
Prelosas	HA-30/B/20/XC4
Estribos	HA-35/B/20/XC2
Zapatas de cimentación	HA-30/B/20/XC2
Hormigón de limpieza	HL-150/B/30

Tabla 2: Hormigones empleados. Fuente: Elaboración propia

4.3. Acero para armadura pasiva

La armadura pasiva empleada en los elementos de hormigón armado y pretensado será de acero corrugado tipo:

B500S

La resistencia característica de límite elástico adoptada es:

$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Este acero se emplea en:

- Armadura pasiva de la losa superior;
- Armadura de reparto y refuerzo de prelosas;
- Armadura pasiva de las vigas prefabricadas;
- Armadura de estribos y aletas;
- Armadura de zapatas;
- Armaduras de refuerzo local en zonas de apoyo, juntas y encuentros.

El módulo de elasticidad considerado para el acero pasivo es:

$E_s = 200.000 \text{ MPa}$

La disposición de la armadura pasiva se define de acuerdo con los esfuerzos obtenidos en el modelo y las comprobaciones realizadas para cada elemento estructural, garantizando el cumplimiento de los Estados Límite Últimos y de Servicio.

4.4. Acero para armadura activa

Las vigas prefabricadas pretensadas incorporan armadura activa pretesa mediante cordones de acero de alta resistencia. El acero activo considerado es del tipo:

Y 1860 S7

La resistencia característica última del acero de pretensado es:

$f_{pk} = 1.860 \text{ MPa}$

El módulo de elasticidad considerado es:

$E_p = 195.000 \text{ MPa}$

Los cordones empleados presentan un diámetro nominal de 15,2 mm y una sección de 140 mm². La sección de la viga permite disponer los cordones en varias filas, con tres posibles filas en el ala inferior y una fila en el ala superior, definiéndose la configuración final en el apartado correspondiente al pretensado.

El pretensado se introduce en el modelo considerando la fuerza inicial de tesado, la posición de los cordones, las pérdidas instantáneas y las pérdidas diferidas. La comprobación de la armadura activa se realiza tanto en fase de transferencia como en fases constructivas y situación final de servicio.

4.5. Terreno de cimentación y rellenos

Para el cálculo de los estribos y de las cimentaciones se consideran los parámetros geotécnicos correspondientes al terreno de cimentación y al relleno del trasdós. Estos parámetros permiten definir los empujes sobre el estribo, el peso de tierras sobre la zapata, la interacción terreno-estructura y las comprobaciones geotécnicas frente a hundimiento, vuelco, deslizamiento y asentos.

En el modelo de Civil eStudio se han considerado **dos capas de terreno granular**, diferenciando entre el terreno aportado como relleno y el terreno natural existente. Esta diferenciación resulta necesaria, ya que ambos materiales no presentan exactamente las mismas características geotécnicas ni el mismo origen.

La capa superior, denominada **C1**, representa el **material de préstamo aportado para la formación del relleno** del trasdós y de la zona superior del estribo. Se trata de un terreno granular colocado y compactado durante la ejecución de la obra. Para esta capa se adopta un ángulo de rozamiento interno de **30,0°**, correspondiente a un relleno granular compactado.

La capa inferior, denominada **C2**, representa el **terreno natural existente** en el emplazamiento, correspondiente al terreno definido a partir de la información geotécnica del proyecto. Esta capa constituye el terreno de apoyo efectivo de la cimentación superficial. Para ella se adopta un ángulo de rozamiento interno de **34,0°**, valor superior al del relleno aportado, coherente con un terreno natural granular más competente y previamente consolidado.

Los parámetros geotécnicos adoptados para cada capa son los siguientes:

CAPA	CÓDIGO	DESCRIPCIÓN	TIPO	COTA INFERIOR	DENSIDAD NATURAL	DENSIDAD SATURADA	DENSIDAD SECA	ÁNGULO DE ROZAMIENTO	PRESIÓN DE HUNDIMIENTO
1	C1	Relleno de préstamo compactado	Granular	90,00 m	19,0 kN/m ³	20,0 kN/m ³	17,0 kN/m ³	30,0º	0,0 kN/m ²
2	C2	Terreno natural de cimentación	Granular	—	19,0 kN/m ³	20,0 kN/m ³	17,0 kN/m ³	34,0º	500,0 kN/m ²

Tabla 3: Parámetros del terreno en el entorno del PS-383.2. Fuente: Elaboración propia

La diferencia principal entre ambas capas se encuentra en el valor del ángulo de rozamiento interno y en la consideración de la presión de hundimiento. La capa **C1** corresponde al relleno granular de préstamo aportado y compactado en obra, mientras que la capa **C2** corresponde al terreno natural existente, sobre el que se transmite finalmente la carga de la cimentación superficial.

Para la comprobación geotécnica de la zapata se adopta una presión de hundimiento de **500,0 kN/m²** en la capa **C2**. Este valor se introduce en el modelo como capacidad resistente del terreno natural de cimentación frente al mecanismo de hundimiento. La adopción de este valor se considera razonable teniendo en cuenta que la cimentación se resuelve mediante una zapata superficial de grandes dimensiones, con una elevada superficie de reparto y un canto importante, lo que reduce las presiones transmitidas al terreno y mejora la estabilidad global del conjunto.

Además, para la interacción entre la cimentación y el terreno se han considerado los siguientes parámetros de contacto:

Capa	Nombre	Ángulo de rozamiento zapata-terreno	Ángulo de rozamiento alzado-terreno
1	C1	30,0º	20,0º
2	C2	30,0º	0,0º

Tabla 4: Parámetros de contacto del terreno en el entorno del PS-383.2. Fuente: Elaboración propia

El coeficiente de balasto vertical adoptado en el modelo es:

$$k_v = 98.066 \text{ kN/m}^3$$

Para la definición del derrame de tierras se adopta un ángulo de:

$$\beta = 30,0^\circ$$

Estos valores se emplean en Civil eStudio para la obtención de los empujes del terreno, la comprobación de la estabilidad del estribo y la verificación geotécnica de la zapata superficial frente a hundimiento, vuelco, deslizamiento y asentos.

5. BASES DE CÁLCULO - TABLERO

5.1. Criterios generales

La justificación estructural paso superior se realiza mediante la metodología de los Estados Límite, comprobando que la estructura presenta un comportamiento adecuado tanto frente a las situaciones de agotamiento resistente como frente a las condiciones de servicio exigibles durante su vida útil.

El cálculo estructural se ha desarrollado mediante el programa Civil eStudio, empleando la normativa de comprobación basada en los Eurocódigos. En particular, el modelo considera las formulaciones y criterios de cálculo correspondientes a estructuras de hormigón armado, hormigón pretensado, acciones sobre estructuras, combinaciones de acciones, aparatos de apoyo y comprobaciones geotécnicas asociadas a cimentaciones.

La metodología adoptada en el presente modelo se basa en el método semiprobabilista de los Estados Límite. De este modo, las acciones, coeficientes parciales, combinaciones y comprobaciones se plantean de forma coherente con la filosofía general empleada en el proyecto original, adaptando las verificaciones a la normativa implementada en Civil eStudio.

La comprobación se realiza considerando las distintas fases de trabajo de la estructura, desde las situaciones iniciales de las vigas prefabricadas pretensadas hasta la situación final de servicio del tablero compuesto y de la subestructura.

5.2. Normativa de cálculo considerada

Para la definición y comprobación del modelo se adopta como referencia principal la normativa europea de cálculo estructural. Se consideran los siguientes documentos normativos:

- **EN 1990. Eurocódigo 0: Bases de cálculo de estructuras.**
- **EN 1991. Eurocódigo 1: Acciones en estructuras.**
- **EN 1992. Eurocódigo 2: Proyecto de estructuras de hormigón.**
- **EN 1997. Eurocódigo 7: Proyecto geotécnico.**
- **EN 1998. Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes.**
- **EN 1337. Aparatos de apoyo estructurales.**

La aplicación de estas normas se realiza a través de los módulos de Civil eStudio empleados para el cálculo del tablero de vigas prefabricadas, apoyos elastoméricos, estribos y cimentaciones.

Asimismo, se mantienen como documentos de contraste los criterios empleados en el proyecto constructivo original, principalmente en lo relativo a la definición de la estructura de referencia, materiales, acciones características y criterios generales de comprobación. No obstante, las comprobaciones finales del modelo se realizan conforme a la normativa seleccionada en Civil eStudio.

5.3. Estados Límite considerados

El cálculo de la estructura se realiza verificando los **Estados Límite Últimos**, los **Estados Límite de Servicio** y los requisitos de **durabilidad**.

5.3.1. Estados Límite Últimos

Los Estados Límite Últimos corresponden a situaciones asociadas al agotamiento resistente o a la pérdida de equilibrio de la estructura o de alguno de sus elementos. En el presente cálculo se consideran, entre otras, las siguientes verificaciones:

- Resistencia a flexión y cortante de las vigas prefabricadas;
- Resistencia de la losa superior;
- Comprobación de rasante y comportamiento conjunto del tablero;
- Resistencia de los estribos frente a flexión, cortante y axil;
- Estabilidad de los estribos frente a vuelco y deslizamiento;
- Comprobación de hundimiento de la cimentación;
- Comprobación de los apoyos elastoméricos frente a compresión, estabilidad y distorsión;
- Comprobaciones asociadas a la acción sísmica cuando resulta aplicable.

5.3.2. Estados Límite de Servicio

Los Estados Límite de Servicio corresponden a situaciones que pueden afectar a la funcionalidad, durabilidad o apariencia de la estructura sin alcanzar necesariamente el agotamiento resistente. En el presente cálculo se consideran, entre otras, las siguientes verificaciones:

- Limitación de tensiones en hormigón y acero;
- Control de fisuración;
- Control de deformaciones;
- Comprobación de flechas del tablero;
- Comprobación de giros y desplazamientos en apoyos;
- Control de compresiones máximas y mínimas en neoprenos;
- Verificación de presiones transmitidas al terreno en condiciones de servicio.

5.3.3. Durabilidad

Además de las comprobaciones resistentes y funcionales, se verifica que los materiales, recubrimientos y clases de exposición adoptados resultan compatibles con las condiciones ambientales previstas.

Para el tablero se adopta ambiente XC4, mientras que para los elementos de la subestructura se considera ambiente XC2. Estas clases de exposición se han tenido en cuenta en la definición de los hormigones y en los criterios de durabilidad empleados en el modelo.

5.4. Sistema de coordenadas

Para la definición del modelo estructural se adopta un sistema de coordenadas cartesiano, con el objetivo de identificar de forma clara las direcciones longitudinal, transversal y vertical de la estructura.

De forma general, se considera:

- Eje **X**: dirección longitudinal del tablero;
- Eje **Y**: dirección transversal del tablero;
- Eje **Z**: dirección vertical.

La superficie de rodadura del tablero se ha situado, a efectos de definición geométrica del modelo, en la cota **Z = 100,00 m**. Esta cota se emplea como referencia interna para la introducción de la geometría del tablero, vigas, apoyos y estribos, sin que suponga una cota topográfica absoluta de proyecto.

Luego para las coordenadas en planta del eje longitudinal, se ha adoptado el eje de apoyo de las vigas en estribo 1 como $x = 10$ m, y el eje de apoyo de las vigas en el estribo 2 como $x = 35$ m.

Las acciones, desplazamientos, giros y reacciones obtenidas del modelo se interpretan conforme a este sistema de referencia y a los ejes locales definidos por Civil eStudio para cada elemento estructural.

5.5. Fases de cálculo consideradas

El modelo de cálculo tiene en cuenta las distintas fases de comportamiento de la estructura, especialmente relevantes en el caso de tableros formados por vigas prefabricadas pretensadas y losa superior ejecutada in situ.

De forma general, se consideran las siguientes fases:

- Fabricación de las vigas prefabricadas;
- Transferencia del pretensado a las vigas;
- Hormigonado de la losa superior;
- Entrada en carga de la sección compuesta;
- Apertura al tráfico;
- Comportamiento a tiempo infinito, considerando los efectos diferidos.

Esta secuencia permite diferenciar el comportamiento de la viga aislada respecto al comportamiento del tablero compuesto, así como introducir los efectos de retracción, fluencia y pérdidas de pretensado de forma compatible con la evolución resistente de la estructura.

5.6. Acciones consideradas

5.6.1. Criterio general de definición de acciones

Las acciones consideradas en el modelo se agrupan en acciones permanentes, acciones permanentes de valor no constante y acciones variables. Su definición se realiza de forma coherente con la normativa europea implementada en Civil Studio y con los criterios generales aplicables al cálculo de tableros de puentes de carretera.

En este apartado se describen las acciones consideradas para el cálculo del tablero, formado por vigas prefabricadas pretensadas, prelosas, losa superior de hormigón armado, pavimento, pretilos, impostas y cerramiento antivandálico. Estas acciones permiten obtener los esfuerzos, desplazamientos, giros y reacciones transmitidas a los apoyos elastoméricos y a los estribos.

Las acciones se introducen en el modelo atendiendo a su naturaleza y fase de aplicación, diferenciando entre peso propio, cargas muertas, acciones reológicas, acciones térmicas, viento, sobrecargas de uso y acciones horizontales asociadas al tráfico.

5.6.2. Acciones permanentes

5.6.2.1. Peso propio

El peso propio corresponde a la acción gravitatoria generada por los elementos estructurales definidos en el modelo. Su valor se obtiene a partir de la geometría de los elementos, sus secciones y los pesos específicos de los materiales empleados.

Para el cálculo del tablero se consideran los siguientes pesos específicos:

Material	Peso específico
Acero	78,5 kN/m ³
Hormigón armado	25,0 kN/m ³
Hormigón en masa	24,0 kN/m ³

Tabla 5: Peso específico de elementos estructurales

Dentro del peso propio del tablero se incluyen principalmente:

- Las vigas prefabricadas pretensadas;
- Las prelosas;
- La losa superior de hormigón armado;
- Los elementos estructurales definidos directamente en el modelo.

El peso propio se considera como una acción permanente de valor constante. Esta acción queda asociada a la geometría y materiales definidos para cada elemento, aplicándose en la fase correspondiente del proceso constructivo.

5.6.2.2. Cargas muertas

Las cargas muertas corresponden a los elementos no estructurales que actúan de forma permanente sobre el tablero. En el modelo se consideran las cargas correspondientes a pretilos, zunchos de apoyo, impostas, cerramiento antivandálico y pavimento.

Los valores considerados son los siguientes:

Elemento	Valor característico	Aplicación en el modelo
Pretil y zuncho de hormigón de apoyo	7,5 kN/m por pretil	Carga repartida en la franja exterior de 1,00 m de cada lado del tablero
Imposta	4,0 kN/m por imposta	Carga lineal en ambos extremos laterales del tablero
Cerramiento antivandálico	2,0 kN/m por lado	Carga lineal en ambos lados del puente
Pavimento	1,15 kN/m²	Carga superficial sobre la zona de calzada

Los pretil y el zuncho de hormigón de apoyo se consideran mediante una carga lineal de **7,5 kN/m por cada pretil**, aplicada en la franja exterior de **1,00 m** situada a cada lado del tablero. Esta zona coincide con la banda prevista para la disposición del pretil y del cerramiento antivandálico.

Las impostas se introducen mediante una carga lineal de **4,0 kN/m por imposta**, situada en ambos extremos laterales del tablero.

El cerramiento antivandálico se considera mediante una carga lineal de **2,0 kN/m por lado del puente**, aplicada en los bordes del tablero junto a la zona de pretil.

El pavimento se considera con un espesor de **5 cm** y un peso específico de **23 kN/m³**, resultando una carga superficial nominal:

$$q = 0,05 \cdot 23 = 1,15 \text{ kN/m}^2$$

Esta carga se aplica sobre la superficie correspondiente a la calzada. Para el pavimento se considera además un valor superior, obtenido incrementando en un **50 %** el valor nominal de la acción, resultando:

$$q_{sup} = 1,15 \cdot 1,50 = 1,73 \text{ kN/m}^2$$

Este valor superior es considerado por el modelo para las combinaciones correspondientes, de acuerdo con los criterios normativos aplicables a las cargas permanentes no estructurales.

La definición del reparto de cargas de la superestructura en el tablero se muestra a continuación:

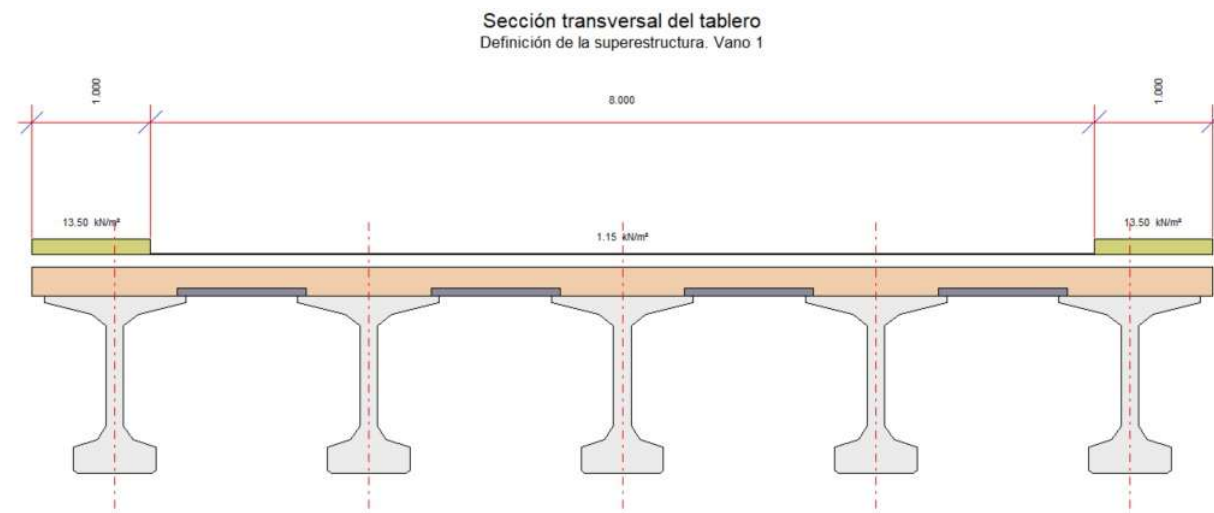


Figura 13: Definición de cargas de la superestructura en la sección transversal

5.6.3. Acciones permanentes de valor no constante

5.6.3.1. Pretensado

Las vigas prefabricadas del tablero incorporan armadura activa pretesa, formada por cordones de acero de alta resistencia **Y 1860 S7**, con diámetro nominal **15,2 mm** y sección individual **Ap = 140 mm²**.

La disposición adoptada en el modelo contempla cordones tanto en el ala inferior como en el ala superior de la viga. En el **ala inferior** se disponen **tres filas de cordones**, con un total de **32 cordones**, mientras que en el **ala superior** se dispone **una fila de 4 cordones**. La posición exacta de los cordones dentro de la sección es la siguiente:

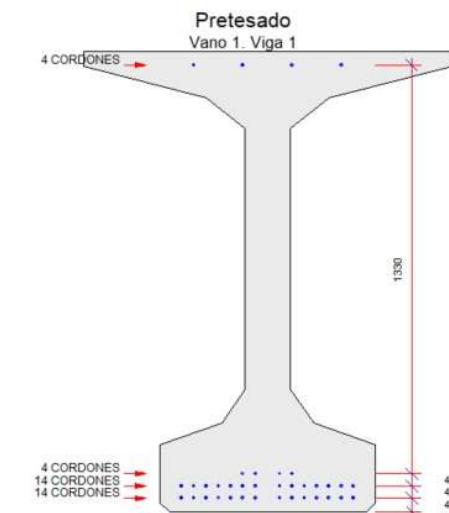


Figura 14: Disposición de cordones de pretensado en vigas de la estructura. Fuente: Elaboración propia

La fuerza de tesado se define a partir de una tensión inicial adoptada de:

$$\sigma_{p,0} = 1.330 \text{ MPa}$$

Este valor se ha seleccionado de forma que la tensión inicial de tesado se mantenga por debajo de los límites máximos admisibles para el acero activo durante la operación de tesado.

La fuerza inicial correspondiente a cada cordón se obtiene multiplicando la tensión de tesado por el área de la sección del cordón:

$$P_{0,\text{cordón}} = \sigma_{p,0} \cdot A_p$$

Sustituyendo los valores adoptados:

$$P_{0,\text{cordón}} = 1.330 \text{ MPa} \cdot 140 \text{ mm}^2 = 186.200 \text{ N} = 186,2 \text{ kN}$$

Por tanto, la fuerza total inicial de pretensado introducida en la viga es:

$$P_{0,\text{total}} = 36 \cdot 186,2 = 6.703,2 \text{ kN}$$

Estas fuerzas se introducen en Civil Studio como acciones de pretensado asociadas a la armadura activa de la viga. El programa considera la posición de los cordones dentro de la sección, de forma que el efecto del

pretensado queda definido tanto por la fuerza axial introducida como por su excentricidad respecto al centro de gravedad de la sección.

Al tratarse de una viga prefabricada **pretesa** con cordones de trazado recto, el proceso constructivo consiste en el tesado de los cordones en bancada, el hormigonado de la viga, el desarrollo de la resistencia necesaria del hormigón y la posterior transferencia del pretensado a la sección mediante el corte o liberación de los cordones. En este tipo de configuración no se consideran pérdidas por rozamiento asociadas a trazados curvos, al no existir desviaciones significativas del trazado de la armadura activa.

En el modelo se adopta una pérdida instantánea por **enclavamiento de cuñas** equivalente a:

$$6 \text{ mm}/100 \text{ m}$$

Esta pérdida representa el acortamiento o pérdida de alargamiento de los cordones asociado al sistema de anclaje durante la operación de tesado y transferencia. Al estar referida a una longitud de 100 m, su deformación unitaria equivalente es:

$$6 \text{ mm} / 100.000 \text{ mm} = 0,00006$$

Considerando un módulo de elasticidad del acero activo:

$$E_p = 195.000 \text{ MPa}$$

La pérdida tensional equivalente es:

$$\Delta\sigma_p = E_p \cdot 0,00006 = 11,7 \text{ MPa}$$

Por tanto, la pérdida inicial por cordón resulta:

$$\Delta P_{\text{cordón}} = 11,7 \text{ MPa} \cdot 140 \text{ mm}^2 = 1,64 \text{ kN}$$

Esta pérdida se incorpora en el modelo junto con el resto de efectos instantáneos y diferidos considerados por Civil Studio, permitiendo obtener la fuerza efectiva de pretensado en las distintas fases de cálculo.

La definición del pretensado resulta fundamental para el comportamiento de las vigas prefabricadas, ya que condiciona las tensiones durante la transferencia, el montaje, la ejecución de la losa superior y la situación final de servicio. Por ello, la comprobación de la viga se realiza considerando tanto la fuerza inicial de tesado como la evolución de las pérdidas a lo largo del tiempo.

5.6.3.2. Retracción y fluencia

Los efectos reológicos del hormigón se consideran en el modelo conforme a la formulación del **Eurocódigo 2**, teniendo en cuenta la evolución temporal de la retracción y la fluencia.

Estos efectos resultan especialmente relevantes en el tablero debido a la existencia de vigas prefabricadas pretensadas y losa superior ejecutada posteriormente. La retracción diferencial entre la viga prefabricada y la losa hormigonada in situ, junto con la fluencia del hormigón, modifica el reparto de tensiones y esfuerzos a lo largo del tiempo.

Civil eStudio calcula estos efectos a partir de los datos introducidos en el modelo, considerando las fases constructivas y el comportamiento a tiempo infinito. De este modo, se verifican tanto las situaciones iniciales como las situaciones finales una vez desarrolladas las deformaciones diferidas.

5.6.4. Acciones térmicas

Las acciones térmicas consideradas en el modelo se han definido tomando como referencia los criterios recogidos en el proyecto original, así como la formulación compatible con la normativa europea implementada en Civil Studio para el cálculo de tableros de puente.

En el modelo se consideran los efectos térmicos debidos a la variación uniforme de temperatura del tablero y al gradiente térmico vertical. Estas acciones producen deformaciones longitudinales, desplazamientos en los aparatos de apoyo, movimientos en las juntas de dilatación y esfuerzos adicionales en función de las condiciones de apoyo de la estructura.

5.6.4.1. Componente uniforme de temperatura

La componente uniforme de temperatura representa la variación térmica global del tablero respecto a la temperatura inicial considerada en el momento de coacción de la estructura.

Para el cálculo se adopta una temperatura inicial del tablero:

$$T_0 = 15 \text{ °C}$$

Los valores máximos y mínimos considerados para la componente uniforme de temperatura son:

Parámetro	Valor
Temperatura máxima del aire a la sombra	48 °C
Temperatura mínima del aire a la sombra	-14 °C
Período de retorno	100 años
Temperatura máxima ajustada	50 °C
Temperatura mínima ajustada	-16 °C
Máxima componente uniforme de temperatura del puente	52 °C
Mínima componente uniforme de temperatura del puente	-8 °C

Tabla 6: Parámetros para la consideración de las cargas térmicas en la estructura. Fuente: Proyecto original

A partir de estos valores, las variaciones uniformes de temperatura consideradas son:

Acción térmica	Valor
Máximo rango de expansión, TU+	+37 °C
Máximo rango de contracción, TU-	-23 °C

Tabla 7: Parámetros para la consideración de las cargas térmicas en la estructura. Fuente: Proyecto original

Estos valores se introducen en el modelo para evaluar los desplazamientos longitudinales del tablero, la capacidad de movimiento de las juntas de dilatación y la respuesta de los apoyos elastoméricos.

El coeficiente de dilatación lineal considerado para el hormigón es:

$$\alpha = 1,00 \cdot 10^{-5} \text{ °C}^{-1}$$

A partir de este coeficiente, las deformaciones térmicas asociadas a la componente uniforme son:

Acción	Deformación
Contracción térmica	$-2,25 \cdot 10^{-4}$
Dilatación térmica	$3,69 \cdot 10^{-4}$

Tabla 8: Deformaciones térmicas asociadas a la componente uniforme. Fuente: Proyecto original

5.6.4.2. Gradiente térmico vertical

Además de la componente uniforme, se considera el gradiente térmico vertical del tablero. Este gradiente representa la diferencia de temperatura entre las fibras superior e inferior de la sección, generando curvaturas y esfuerzos adicionales en el tablero.

Los valores considerados son:

Componente	Valor
Fibra superior más caliente, TG+	+15 °C
Fibra superior más fría, TG-	-18 °C

Tabla 9: Parámetros gradiente térmico vertical. Fuente: Proyecto original

No se considera en este caso el gradiente térmico vertical inverso ni el gradiente térmico transversal del tablero.

5.6.4.3. Simultaneidad entre componente uniforme y gradiente térmico

La simultaneidad entre la componente uniforme de temperatura y el gradiente térmico se considera de acuerdo con los criterios normativos aplicables. Para ello, se generan combinaciones específicas entre ambas componentes, ponderando la acción uniforme y el gradiente vertical según corresponda.

Las combinaciones consideradas son las siguientes:

Combinación	Expresión
1	$0,35 \cdot TU+ + 1,00 \cdot TG+$
2	$0,35 \cdot TU- + 1,00 \cdot TG+$
3	$0,35 \cdot TU+ + 1,00 \cdot TG-$
4	$0,35 \cdot TU- + 1,00 \cdot TG-$
5	$1,00 \cdot TU+ + 0,75 \cdot TG+$
6	$1,00 \cdot TU- + 0,75 \cdot TG+$
7	$1,00 \cdot TU+ + 0,75 \cdot TG-$
8	$1,00 \cdot TU- + 0,75 \cdot TG-$

Tabla 10: Combinaciones para evaluar los posibles efectos térmicos

Estas combinaciones permiten evaluar de forma envolvente los efectos térmicos más desfavorables sobre el tablero, los apoyos elastoméricos y las juntas de dilatación.

5.6.5. Viento

La acción del viento sobre la estructura se considera conforme a los criterios de proyecto y a la formulación compatible con la normativa europea implementada en Civil Studio. Esta acción se introduce para evaluar los empujes horizontales y verticales sobre el tablero, así como los momentos de vuelco asociados.

Los parámetros generales considerados para la definición de la acción de viento son los siguientes:

Parámetro	Valor
Velocidad básica fundamental del viento, $v_{b,0}$	27,00 m/s
Factor direccional, c_{dir}	1
Factor estacional, c_{season}	1
Velocidad básica para período de retorno de 50 años, v_b	27,00 m/s
Período de retorno	100 años
Factor de probabilidad, C_{prob}	1,04
Velocidad básica del viento, $v_b(T)$	28,04 m/s

Tabla 11: Parámetros generales para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original

La estructura se considera situada en un entorno tipo II, adoptándose los siguientes parámetros de rugosidad y exposición:

Parámetro	Valor
Altura de aplicación del empuje, z	15,00 m
Categoría de terreno	II
Longitud de rugosidad, z_0	0,050 m
Altura mínima, z_{min}	2,00 m
Factor del terreno, k_r	0,19
Factor de rugosidad, $c_r(z)$	1,08
Factor de topografía, $c_0(z)$	1
Velocidad media del viento, $v_m(z)$	30,39 m/s

Tabla 12: Parámetros de rugosidad y exposición para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original

La presión de viento se obtiene a partir de los parámetros anteriores, considerando una densidad del aire de **1,25 kg/m³**. Los valores adoptados son:

Parámetro	Valor
Densidad del aire, ρ	1,25 kg/m³
Presión básica de viento, q_b	491 N/m²
Factor de turbulencia, k_l	1
Factor de exposición, $c_e(z)$	2,62
Coeficiente de fuerza, c_f	1
Factor de carga de viento, C	2,62
Presión de viento, q_w	1,29 kN/m²

Tabla 13: Parámetros de presión para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original

5.6.5.1. Empuje de viento sobre tablero

Para el cálculo del viento sobre el tablero se considera un tablero de alma llena con parapeto sólido. Los parámetros geométricos empleados para la obtención de los empujes son los siguientes:

Parámetro	Valor
Anchura del tablero, B	17,00 m
Tipo de parapeto	Sólido
Canto del tablero, htab	1,85 m
Altura de barrera más imposta lateral sólida, hlat	2,70 m
Altura equivalente, heq	4,55 m
Altura del punto de aplicación del empuje, zeq	17,30 m
Coeficiente de fuerza transversal, cf,x0	1,38
Coeficiente de exposición, ce	2,71

Tabla 14: Parámetros del empuje sobre el tablero para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original

Con estos valores, el empuje transversal de viento sobre el tablero es:

$$F_{w,x} = 8,4 \text{ kN/m}$$

La altura de aplicación del empuje transversal desde la base del tablero es:

$$e_{w,x} = 2,73 \text{ m}$$

El centro de gravedad del tablero se sitúa a:

$$e_{cg} = 1,27 \text{ m}$$

El momento de vuelco asociado a la componente horizontal del viento es:

$$M_{w,x} = 12,2 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

Este momento se considera con signo desfavorable cuando produce levantamiento por barlovento.

5.6.5.2. Empuje vertical de viento

Además del empuje transversal, se considera la componente vertical del viento sobre el tablero. Esta componente se calcula con un coeficiente de fuerza vertical:

$$c_{f,z} = 0,90$$

El empuje vertical resultante es:

$$F_{w,z} = 20,4 \text{ kN/m}$$

La excentricidad de aplicación del viento vertical es:

$$e_{w,z} = 4,25 \text{ m}$$

El momento de vuelco asociado a la componente vertical es:

$$M_{w,z} = 86,6 \text{ kN}\cdot\text{m/m}$$

5.6.5.3. Empuje longitudinal de viento

El empuje longitudinal de viento sobre el tablero se considera mediante una carga lineal:

$$F_{w,y} = 2,1 \text{ kN/m}$$

Cuando se considera el viento longitudinal no se considera simultáneamente el viento transversal, ni la componente vertical del viento, ni el momento de vuelco asociado a la componente transversal.

5.6.5.4. Viento con sobrecarga

El modelo contempla también la acción del viento sobre el tablero considerando la presencia de sobrecarga. Para ello se adopta una altura de sobrecarga:

$$h_{sc} = 2,00 \text{ m}$$

En este caso se mantienen los valores de empuje transversal, vertical y longitudinal obtenidos para el tablero de alma llena:

Acción	Valor
Empuje transversal, $F_{w,x}$	8,4 kN/m
Momento asociado a empuje transversal, $M_{w,x}$	12,2 kN·m/m
Empuje vertical, $F_{w,z}$	20,4 kN/m
Momento asociado a empuje vertical, $M_{w,z}$	86,6 kN·m/m
Empuje longitudinal, $F_{w,y}$	2,1 kN/m

Tabla 15: Parámetros de fuerza y momento para la definición de la acción del viento. Fuente: Proyecto original

Estas acciones se incorporan en las combinaciones de cálculo respetando las reglas de simultaneidad aplicables entre viento, sobrecarga de uso y acciones térmicas.

5.6.6. Sobrecargas verticales de uso

Las sobrecargas verticales de uso se han definido de acuerdo con los criterios normativos aplicables a puentes de carretera. En el modelo se consideran los carriles virtuales, las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos y las cargas en zonas de uso peatonal o aglomeración de personas.

5.6.6.1. Carriles virtuales

Para la definición de la sobrecarga de uso se considera una anchura de calzada:

$$b_{calz} = 10,00 \text{ m}$$

La anchura de cada carril virtual es:

$$w_l = 3,00 \text{ m}$$

Con esta anchura de calzada, se adoptan:

$$n_l = 2 \text{ carriles virtuales}$$

El ancho del área remanente resulta:

$$wAr = 2,00 \text{ m}$$

Los parámetros considerados son, por tanto:

Parámetro	Valor
Anchura de calzada, bcalz	8,00 m
Anchura de carril virtual, wl	3,00 m
Número de carriles virtuales, nl	2
Ancho del área remanente, wAr	2,00 m

Tabla 16: Parámetros de cargas verticales debidas al tráfico. Fuente: Proyecto original.

Las cargas a emplear en los carriles virtuales se han tomado de la normativa vigente IAP-11, la cual se detalla a continuación:

Tabla 4.1-b Valor característico de la sobrecarga de uso

Situación	Vehículo pesado $2Q_{ik}$ [kN]	Sobrecarga uniforme q_{ik} (ó q_{rk}) [kN/m ²]
Carril virtual 1	2 · 300	9,0
Carril virtual 2	2 · 200	2,5
Carril virtual 3	2 · 100	2,5
Otros carriles virtuales	0	2,5
Área remanente (q_{rk})	0	2,5

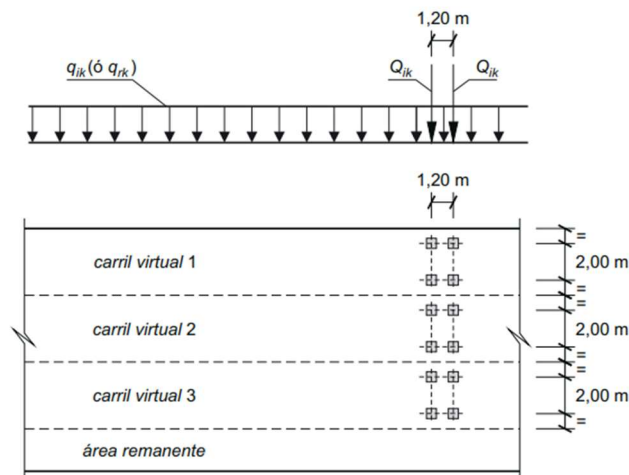


Figura 4.1-b Distribución de vehículos pesados y sobrecarga uniforme

La disposición de los carriles virtuales permite al programa generar las posiciones más desfavorables de la sobrecarga sobre el tablero y obtener las envolventes de esfuerzos, reacciones y desplazamientos correspondientes.

5.6.6.2. Cargas verticales debidas al tráfico

Las cargas verticales debidas al tráfico de vehículos se consideran conforme al modelo de sobrecarga de uso implementado en Civil Studio. El programa distribuye estas cargas sobre los carriles virtuales definidos y obtiene las solicitaciones más desfavorables para cada elemento del tablero.

Estas acciones son especialmente relevantes para la comprobación de los elementos estructurales del tablero y los estribos.

5.6.6.3. Arranque, frenado y derrape

La acción debida al frenado y arranque de los vehículos se considera de acuerdo con los criterios normativos aplicables a puentes de carretera. Estas acciones actúan horizontalmente sobre el tablero y se transmiten a los apoyos elastoméricos y a los estribos.

Los valores considerados son los siguientes:

Acción	Valor
Fuerza horizontal de arranque o frenado, Qlk	438 kN
Fuerza horizontal repartida de arranque o frenado, qlk	15,1 kN/m
Fuerza horizontal repartida de derrape, qlk	3,8 kN/m

Tabla 17: Acciones de arranque, frenado y derrape. Fuente: Proyecto original.

Estas acciones se consideran en las combinaciones correspondientes para verificar los efectos horizontales sobre el tablero y la subestructura, resultando especialmente relevantes en la comprobación de apoyos, estribos, deslizamiento y estabilidad global.

5.6.7. Fuerza centrífuga

La estructura se desarrolla en una alineación recta, por lo que no se considera la acción de la fuerza centrífuga en el cálculo.

5.6.8. Acción sísmica

La acción sísmica se considera en el modelo de cálculo de acuerdo con los criterios establecidos en la normativa sismorresistente aplicable a puentes y con la formulación implementada en Civil Studio. Esta acción se incorpora como situación accidental, permitiendo comprobar la respuesta del tablero, los apoyos elastoméricos, los estribos y las cimentaciones frente a las solicitaciones horizontales y verticales derivadas del sismo.

La aceleración sísmica horizontal de cálculo se define mediante la expresión:

$$ac = S \cdot \rho \cdot ab$$

donde:

Parámetro	Descripción
ab	Aceleración sísmica básica del emplazamiento.
ρ	Coefficiente adimensional de riesgo, dependiente de la importancia del puente.
S	Coefficiente de amplificación del terreno.
ac	Aceleración sísmica horizontal de cálculo.

Para el emplazamiento de la estructura, situado en Caudete, se adopta una aceleración sísmica básica:

$$ab = 0,07 \text{ g}$$

Este valor se obtiene a partir del mapa de peligrosidad sísmica de la normativa sismorresistente y del listado correspondiente al término municipal de Caudete.

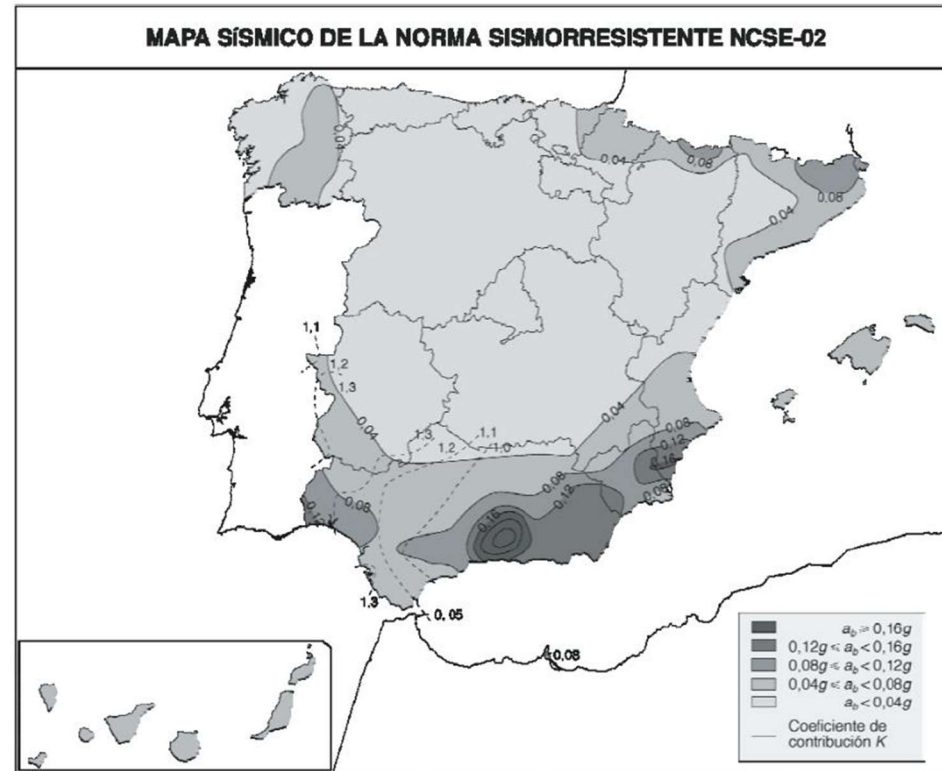


Figura 15: Mapa sísmico de la norma sismorresistente empleada en el proyecto original. Fuente: NCSE-02

Para la obtención de la aceleración sísmica de cálculo se considera que el paso superior tiene carácter de **importancia especial**, adoptándose un coeficiente de riesgo:

$$\rho = 1,30$$

Asimismo, de acuerdo con las características geotécnicas consideradas para el emplazamiento, se adopta un coeficiente de suelo:

$$C = 1,20$$

A partir de estos valores se obtiene el coeficiente de amplificación del terreno:

$$S = 0,960$$

Por tanto, la aceleración sísmica horizontal de cálculo resulta:

$$ac = S \cdot \rho \cdot ab = 0,960 \cdot 1,30 \cdot 0,07 \text{ g} = 0,0874 \text{ g}$$

Los parámetros principales considerados para la definición de la acción sísmica son los siguientes:

Parámetro	Valor
Aceleración sísmica básica, ab	0,07 g
Coeficiente de importancia, ϖ	1,3
Coeficiente de riesgo, ρ	1,3
Coeficiente de suelo, C	1,2
Coeficiente de amplificación del terreno, S	0,96
Aceleración sísmica de cálculo, ac	0,0874 g
Período de retorno considerado, PR	500 años
Amortiguamiento	0,05

Tabla 18: Parámetros principales para la definición de la acción sísmica. Fuente: Proyecto original

Una vez definida la aceleración sísmica de cálculo, se construye el espectro normalizado de respuesta elástica empleado en el modelo. Para ello se adoptan los siguientes períodos característicos:

Parámetro	Valor
TA	0,120 s
TB	0,480 s
TC	3,200 s

Tabla 19: Periodos característicos para definir el espectro de respuesta elástica. Fuente: Proyecto original.

De este modo, el modelo considera tanto la componente horizontal como la componente vertical de la acción sísmica, permitiendo evaluar sus efectos sobre el tablero, los apoyos elastoméricos, los estribos y las cimentaciones.

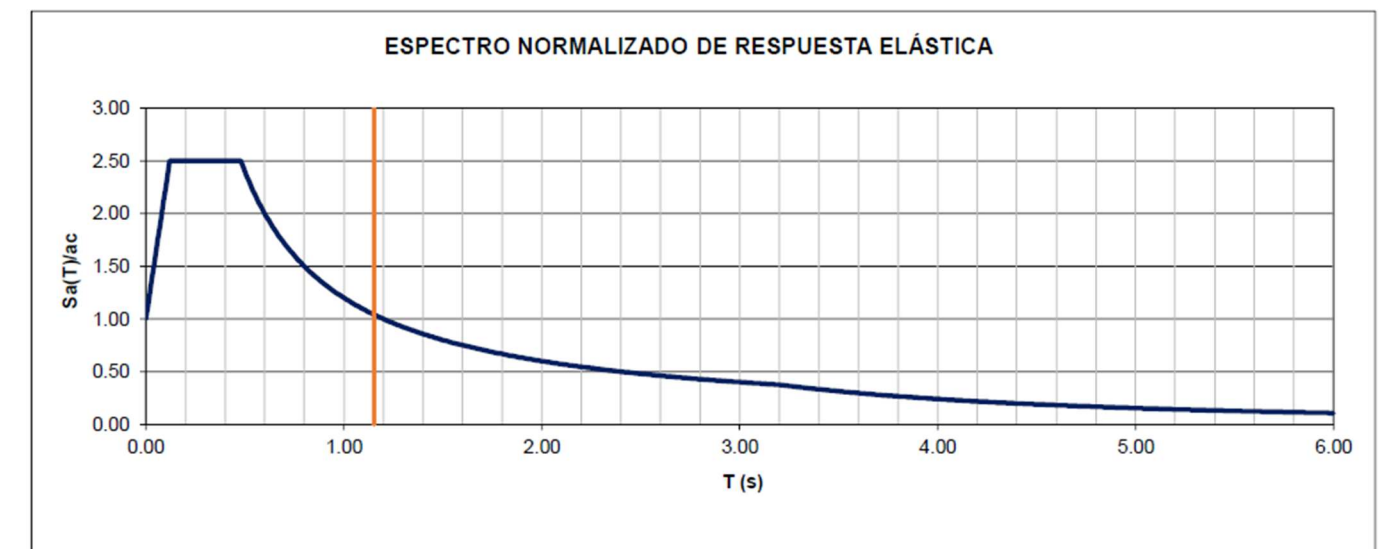


Tabla 20: Espectro normalizado de respuesta elástica. Fuente: Proyecto original

El espectro de diseño horizontal se define para un amortiguamiento del **5 %**. La componente vertical del sismo se obtiene de forma simplificada a partir del espectro horizontal, multiplicando este por un factor igual a: **0,70**

6. BASES DE CÁLCULO - ESTRIBOS

6.1. Criterios generales

El presente apartado recoge las bases de cálculo adoptadas para la comprobación de los estribos y de sus cimentaciones. El cálculo se desarrolla mediante el módulo de Estribo cerrado de Civil eStudio, considerando una subestructura de hormigón armado con cimentación superficial.

El estribo recibe las acciones transmitidas por el tablero a través de los aparatos de apoyo elastoméricos, contiene el relleno del trasdós y transmite al terreno las solicitaciones resultantes mediante la zapata. Por ello, el modelo contempla tanto las comprobaciones estructurales de los elementos de hormigón armado como las verificaciones geotécnicas de la cimentación.

El modelo incluye el muro frontal, el cargadero, el espaldón, las aletas laterales, la zapata de cimentación, el relleno del trasdós, el terreno natural de cimentación y las acciones procedentes del tablero. La vida útil considerada para la estructura es de 100 años.

6.2. Normativa de cálculo considerada

El cálculo de los estribos se realiza en el ámbito de Normas europeas. Eurocódigos, de acuerdo con la normativa seleccionada en Civil eStudio. Dado que la normativa general ya se ha desarrollado en el apartado correspondiente de la memoria, en este punto se resumen únicamente las normas que intervienen de forma directa en la comprobación de la subestructura.

- EN 1990. Bases del diseño estructural.
- EN 1990 Anexo A2. Aplicación a puentes.
- EN 1991. Acciones en estructuras.
- EN 1992-1-1. Proyecto de estructuras de hormigón.
- EN 1997-1. Proyecto geotécnico. Reglas generales.
- EN 1998-1, EN 1998-2 y EN 1998-5. Proyecto de estructuras sismorresistentes.

La EN 1992-1-1 se emplea para las comprobaciones resistentes y de servicio de los elementos de hormigón armado. La EN 1997-1 se utiliza para las verificaciones geotécnicas de la cimentación superficial. Las normas EN 1998 se emplean para la definición de la acción sísmica y su efecto sobre el estribo, la cimentación y el terreno.

6.3. Estados Límite considerados

La comprobación de los estribos se realiza mediante el método de los Estados Límite, diferenciando entre Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y situación accidental sísmica.

En el modelo se consideran las siguientes verificaciones:

- Estado Límite de deslizamiento zapata-terreno.
- Estado Límite de vuelco rígido.
- Estado Límite geotécnico último de hundimiento.
- Estado Límite geotécnico de servicio de asientos.

- Estado Límite estructural último de rotura por flexión.
- Estado Límite estructural último de rotura por cortante.
- Estado Límite estructural de servicio de fisuración.
- Estado Límite estructural de servicio de deformaciones.

- Generación y comprobación del armado de los elementos de hormigón armado.

Estas comprobaciones permiten verificar de forma conjunta la estabilidad global del conjunto estribo-zapata-terreno y la capacidad resistente de los elementos que forman la subestructura.

6.4. Fases de cálculo consideradas

El modelo de cálculo del estribo tiene en cuenta las fases necesarias para representar su comportamiento durante la construcción, la situación final de servicio y la evolución temporal de las acciones diferidas.

Las fases consideradas son:

- Fase de construcción.
- Fase de servicio.
- Fase a tiempo infinito.

En la fase de construcción se considera el comportamiento del estribo durante la ejecución de la subestructura y del relleno del trasdós. En la fase de servicio se incorporan las reacciones transmitidas por el tablero una vez ejecutada la estructura. Finalmente, la fase a tiempo infinito permite introducir los efectos diferidos procedentes del tablero, como retracción, fluencia y pérdidas totales de pretensado.

6.5. Acciones consideradas

Para el cálculo de los estribos se consideran las acciones propias de la subestructura, las acciones geotécnicas asociadas al relleno y al terreno de cimentación, las acciones sísmicas y las reacciones transmitidas por el tablero a través de los apoyos elastoméricos.

6.5.1. Peso propio

El peso propio de los elementos que forman el estribo se obtiene automáticamente en Civil eStudio a partir de la geometría definida en el modelo y del peso específico del material correspondiente.

Peso específico del hormigón armado: $\gamma_{HA} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

Este valor se aplica al muro frontal, cargadero, espaldón, aletas laterales y zapata de cimentación. En el modelo, esta acción se identifica como PP_Est: Peso propio. Estribo.

El peso propio se considera como una acción permanente y participa en la obtención de las tensiones bajo la zapata, en las comprobaciones de hundimiento, asientos, vuelco y deslizamiento, y en el cálculo de los esfuerzos internos de los elementos de hormigón armado.

6.5.2. Sobrecarga vertical de tierras

Se considera la carga vertical producida por el peso de las tierras situadas sobre la zona del talón de la zapata y en el trasdós del estribo. Esta acción representa el peso del relleno de préstamo colocado y compactado durante la ejecución del terraplén de acceso.

En Civil eStudio esta acción se introduce mediante las hipótesis PT1 y PT2, ambas correspondientes al peso propio de tierras.

Para el relleno granular compactado se adoptan los siguientes parámetros:

- Densidad natural: 19,00 kN/m³
- Densidad saturada: 20,00 kN/m³
- Densidad seca: 17,00 kN/m³
- Ángulo de rozamiento interno: 30,00°
- Cohesión: 0,00 kN/m²

La carga vertical equivalente sobre el talón no se introduce manualmente como un valor único, sino que el programa la obtiene a partir de la geometría definida para el relleno y del peso específico del terreno. De forma equivalente, puede expresarse como $q_v = \gamma \cdot H$, siendo H la altura de tierras considerada sobre la zona correspondiente.

Esta acción se considera porque incrementa la carga vertical sobre la cimentación y condiciona las comprobaciones geotécnicas del estribo, especialmente hundimiento, asentos, vuelco y deslizamiento.

6.5.3. Empuje de tierras

El empuje de tierras representa la acción horizontal ejercida por el relleno del trasdós sobre el muro frontal, el espaldón y las aletas del estribo. Su valor depende de las características geotécnicas del relleno y de la interacción terreno-estructura.

En el modelo de Civil eStudio esta acción se introduce mediante las hipótesis Emp_T1 y Emp_T2, correspondientes al empuje de tierras en trasdós.

Los parámetros principales adoptados para la obtención del empuje son:

- Tipo de empuje considerado: Empuje al reposo
- Densidad natural del relleno: 19,00 kN/m³
- Densidad saturada del relleno: 20,00 kN/m³
- Densidad seca del relleno: 17,00 kN/m³
- Ángulo de rozamiento interno: 30,00°
- Cohesión: 0,00 kN/m²
- Ángulo de derrame de tierras: 30,00°

Se adopta empuje al reposo en el trasdós. Este criterio resulta adecuado para el estribo cerrado modelizado, al tratarse de una subestructura rígida en la que no se presupone la movilización completa del empuje activo.

No se considera empuje pasivo en el intradós, evitando introducir una contribución resistente favorable que podría no estar garantizada durante toda la vida útil de la estructura. Tampoco se considera empuje hidrostático permanente sobre el trasdós, al tratarse de un relleno granular y preverse la disposición de drenaje en la zona posterior del estribo.

6.5.4. Sobrecarga de uso en terraplenes adyacentes

Se considera la posible sobrecarga de tráfico actuando sobre los terraplenes de acceso. Esta acción representa tanto la carga vertical aplicada sobre el relleno del trasdós como el incremento de empuje horizontal que dicha sobrecarga puede generar sobre los alzados interiores del estribo.

Sobrecarga vertical sobre terraplén: $q_{sc} = 10,00 \text{ kN/m}^2$

Esta sobrecarga actúa sobre el talón del estribo y genera una sobrecarga horizontal equivalente sobre los alzados interiores, obtenida a partir del coeficiente de empuje correspondiente.

En Civil eStudio esta acción se considera dentro de las sobrecargas de uso en terraplén, diferenciando entre la componente vertical y el empuje asociado. Se incluye porque el tráfico situado sobre el terraplén de acceso puede resultar desfavorable para el muro frontal, el espaldón, las aletas y la estabilidad general del conjunto estribo-zapata-terreno.

6.5.5. Fuerza de inercia del propio estribo

La estructura se encuentra en zona sísmica, por lo que se considera la fuerza inercial asociada al propio peso del estribo. Esta acción representa el efecto horizontal producido por la masa de la subestructura durante la actuación sísmica.

Se obtiene a partir de la masa de los elementos estructurales y de la acción sísmica definida en el modelo. Por tanto, no se introduce como una carga manual independiente, sino que queda asociada al cálculo sísmico del estribo.

La definición completa de la acción sísmica, incluyendo los parámetros del espectro, el tipo de suelo, el amortiguamiento y los factores de comportamiento, se recoge en el apartado 6.5.9.

Esta acción se considera porque puede incrementar los esfuerzos horizontales sobre la cimentación y resultar desfavorable en las comprobaciones de deslizamiento, vuelco, tensiones bajo zapata y esfuerzos internos de los elementos de hormigón armado.

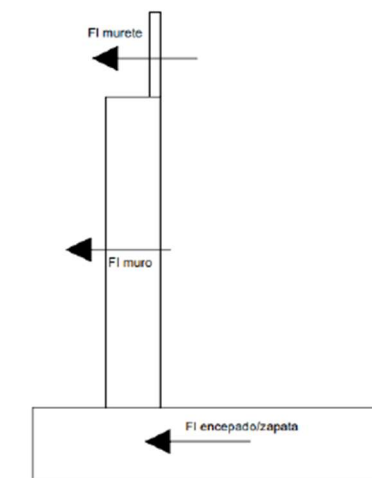


Figura 16: Esquema aplicación fuerza inercial del propio estribo. Fuente: Proyecto original

6.5.6. Fuerza de inercia de las tierras en el talón del estribo

Además de la inercia del propio estribo, se considera la fuerza inercial de la masa de tierras contenida en la zona del talón y del trasdós. Esta acción se produce porque, durante la actuación sísmica, la masa de terreno asociada al estribo genera una fuerza horizontal adicional.

De forma general, esta fuerza puede expresarse como $F_{tierras} = \gamma \cdot V_{tierras} \cdot k_h$, donde γ es el peso específico del terreno, $V_{tierras}$ es el volumen de tierras movilizadas y k_h es el coeficiente de aceleración horizontal.

Este efecto queda incorporado dentro de la definición sísmica del terreno y de las acciones asociadas al relleno. Por tanto, no se introduce como una carga manual independiente, sino que el programa la considera a partir de los parámetros geotécnicos del terreno y de la acción sísmica definida en el modelo.

Esta acción se considera porque la masa de tierras situada en el talón puede generar esfuerzos horizontales adicionales sobre el muro frontal y las aletas, afectando a la estabilidad global del estribo en situación sísmica.

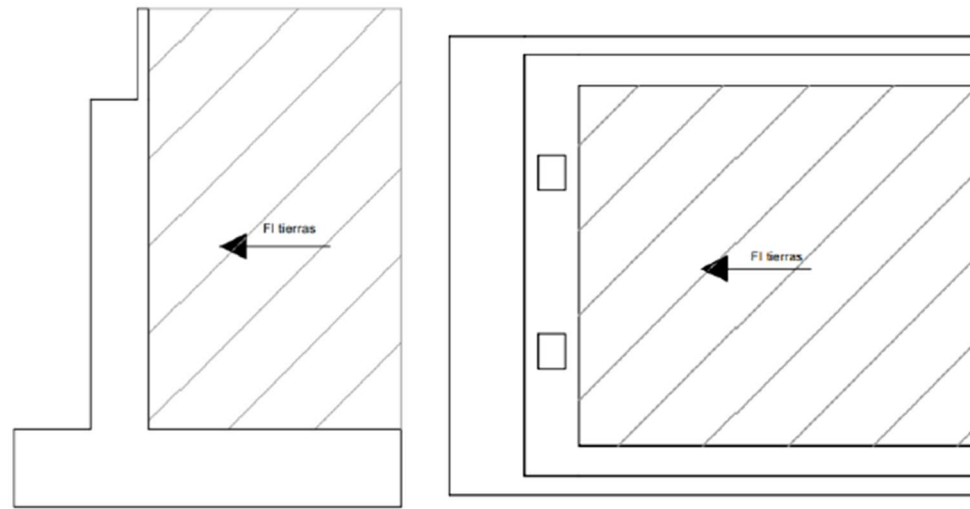


Figura 17: Esquema de fuerza de inercia de las tierras en el talón del estribo. Fuente: Proyecto original

6.5.7. Incremento de empuje dinámico de tierras

En situación sísmica, el empuje de tierras puede verse incrementado por el efecto dinámico del terreno sobre el estribo. Este incremento representa el aumento de presión horizontal que puede producirse en el trasdós como consecuencia de la aceleración sísmica del terreno.

La acción sísmica del terreno se define considerando los coeficientes horizontales y verticales correspondientes, así como el comportamiento del suelo en contacto con la estructura. El modelo contempla que el agua intersticial vibra conjuntamente con el esqueleto sólido del suelo.

6.5.8. Reacciones transmitidas por el tablero

Las reacciones transmitidas por el tablero se obtienen a partir del modelo de cálculo del tablero y se aplican en el modelo del estribo en las posiciones correspondientes a los aparatos de apoyo elastoméricos.

Estas reacciones incluyen las solicitaciones verticales y horizontales derivadas de las distintas situaciones de cálculo del tablero, incluyendo Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y situación sísmica.

En el presente anejo, las reacciones transmitidas por el tablero se recogen directamente en una tabla específica, diferenciando los valores correspondientes a cada tipo de combinación considerada, la cual se representa en el apartado de cálculo estructural del tablero.

6.5.9. Acción sísmica

La acción sísmica se considera como situación accidental en el cálculo de los estribos. Esta acción afecta a la subestructura, al relleno del trasdós, al terreno de cimentación y a las reacciones transmitidas por el tablero.

La acción sísmica se define mediante espectro elástico y combinación modal CQC, considerando las tres direcciones principales: sismo longitudinal, sismo transversal y sismo vertical.

Los parámetros sísmicos adoptados son:

Parámetro	Valor
Aceleración sísmica de referencia, a_{gR}	0,874 m/s ²
Factor de importancia	1
Tipo de suelo	C
Tipo de espectro	Tipo 1
Amortiguamiento	0,05
Valor mínimo del espectro reducido	0,2
Factor de comportamiento longitudinal, q_L	1
Factor de comportamiento transversal, q_T	1
Factor de comportamiento vertical, q_V	1

Tabla 21: Parámetros sísmicos adoptados

La acción sísmica puede resultar determinante en las comprobaciones de estabilidad frente a deslizamiento y vuelco, en las tensiones bajo la zapata, en el empuje del terreno y en los esfuerzos internos del muro frontal, aletas y cimentación.

7. COMBINACIÓN DE ACCIONES

7.1. Tablero

7.1.1. Criterio general

Las acciones definidas en los apartados anteriores se combinan de acuerdo con la normativa implementada en Civil eStudio, considerando las situaciones de proyecto necesarias para verificar la seguridad estructural, la aptitud al servicio y la estabilidad global de la estructura.

El criterio de combinación adoptado es compatible con el utilizado en el proyecto de referencia, basado en la metodología de los Estados Límite. De este modo, se consideran combinaciones para:

- Estados Límite Últimos.
- Estados Límite de Servicio.
- Situaciones accidentales sin sismo.
- Situaciones accidentales con sismo.

En las combinaciones se tienen en cuenta las acciones permanentes, las acciones permanentes de valor no constante, las acciones variables, las acciones climáticas y la acción sísmica, aplicando los coeficientes parciales y de simultaneidad correspondientes.

7.1.2. Combinaciones en Estados Límite Últimos

Las combinaciones en **Estados Límite Últimos** se emplean para verificar la seguridad de la estructura frente al agotamiento resistente, pérdida de equilibrio o inestabilidad de alguno de sus elementos.

7.1.2.1. Situaciones persistentes o transitorias

Para las situaciones persistentes o transitorias se consideran las acciones permanentes, las acciones permanentes de valor no constante y las acciones variables compatibles, adoptando una de ellas como acción variable dominante.

La combinación general responde al siguiente esquema:

$$\Sigma \gamma G, j \cdot G_{k,j} + \Sigma \gamma G, m \cdot G^*_{k,m} + \gamma Q, 1 \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma Q, i \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

donde:

Término	Significado
$G_{k,j}$	Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.
$G^*_{k,m}$	Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
$Q_{k,1}$	Valor característico de la acción variable dominante.
$\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$	Valor de combinación de las acciones variables concomitantes.
$\gamma G, \gamma Q$	Coeficientes parciales de seguridad de acciones permanentes y variables.

Tabla 22: Términos para combinación de acciones persistentes o transitorias. Fuente: Proyecto original

Estas combinaciones permiten obtener los esfuerzos máximos y mínimos de cálculo en el tablero, vigas prefabricadas, losa, apoyos, estribos y cimentaciones.

7.1.2.2. Situaciones accidentales sin sismo

Para situaciones accidentales sin sismo, la combinación incluye las acciones permanentes, las acciones permanentes de valor no constante, la acción accidental y las acciones variables concomitantes con sus valores frecuentes o cuasipermanentes.

La combinación responde al siguiente esquema:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma G^*_{k,m} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} + A_d$$

donde:

Término	Significado
$G_{k,j}$	Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.
$G^*_{k,m}$	Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
$\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$	Valor frecuente de la principal acción variable concomitante con la acción accidental.
$\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$	Valores cuasipermanentes del resto de acciones variables concomitantes.
A_d	Valor de cálculo de la acción accidental.

Tabla 23: Términos para combinación de acciones accidentales sin sismo. Fuente: Proyecto original

7.1.2.3. Situaciones accidentales con sismo

La situación accidental con sismo incluye las acciones permanentes, las acciones permanentes de valor no constante, la sobrecarga de uso con su valor cuasipermanente y la acción sísmica de cálculo.

La combinación se expresa mediante:

$$\Sigma G_{k,j} + \Sigma G^*_{k,m} + \psi_{2,1} \cdot Q_{k,1} + A_{E,d}$$

donde:

Término	Significado
$G_{k,j}$	Valor representativo de cada acción permanente de valor constante.
$G^*_{k,m}$	Valor representativo de cada acción permanente de valor no constante.
$\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$	Valor cuasipermanente de la sobrecarga de uso.
$A_{E,d}$	Valor de cálculo de la acción sísmica.

Tabla 24: Términos para combinación de acciones accidentales con sismo. Fuente: Proyecto original

Esta combinación se emplea para comprobar los efectos sísmicos sobre los apoyos elastoméricos, estribos, cimentaciones, presiones bajo zapata, vuelco, deslizamiento y estabilidad global de la subestructura.

7.1.3. Combinaciones en Estados Límite de Servicio

Las combinaciones en Estados Límite de Servicio se emplean para verificar el comportamiento funcional de la estructura, limitando tensiones, deformaciones, fisuración, desplazamientos y giros.

Se consideran tres tipos de combinaciones de servicio:

- Combinación característica.

- Combinación frecuente.
- Combinación cuasipermanente.

7.1.3.1. Combinación característica

La combinación característica, también denominada rara o poco probable, se emplea para verificar situaciones de servicio asociadas a valores representativos elevados de las acciones variables.

Su expresión general es:

$$\Sigma \gamma G_j \cdot G_{k,j} + \Sigma \gamma G_m \cdot G^*_{k,m} + \gamma Q_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma Q_{i,1} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta combinación permite evaluar tensiones, deformaciones y esfuerzos en situaciones de servicio desfavorables.

7.1.3.2. Combinación frecuente

La combinación frecuente se emplea para comprobar situaciones de servicio que pueden producirse con cierta frecuencia durante la vida útil de la estructura.

Su expresión general es:

$$\Sigma \gamma G_j \cdot G_{k,j} + \Sigma \gamma G_m \cdot G^*_{k,m} + \gamma Q_{1,1} \cdot \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \Sigma \gamma Q_{i,1} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta combinación resulta relevante para la comprobación de deformaciones, giros, fisuración y comportamiento funcional del tablero.

7.1.3.3. Combinación cuasipermanente

La combinación cuasipermanente se utiliza para evaluar los efectos mantenidos en el tiempo, especialmente aquellos asociados a deformaciones diferidas, retracción, fluencia y comportamiento a tiempo infinito.

Su expresión general es:

$$\Sigma \gamma G_j \cdot G_{k,j} + \Sigma \gamma G_m \cdot G^*_{k,m} + \Sigma \gamma Q_{i,1} \cdot \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Esta combinación resulta especialmente importante en el análisis de tableros de vigas prefabricadas pretensadas con losa superior ejecutada in situ, ya que permite valorar el comportamiento diferido de la sección compuesta.

7.1.4. Coeficientes de simultaneidad

Los coeficientes de simultaneidad se aplican a las acciones variables para tener en cuenta la reducida probabilidad de que varias acciones alcancen simultáneamente sus valores máximos.

Los coeficientes considerados son:

ACCIÓN			ψ_0	ψ_1	ψ_2
Sobrecarga de uso	gr 1, Cargas verticales	Vehículos pesados	0,75	0,75	0
		Sobrecarga uniforme	0,4	0,4	0 / 0,2 ⁽¹⁾
		Carga en aceras	0,4	0,4	0
	gr 2, Fuerzas horizontales		0	0	0
	gr 3, Peatones		0	0	0
	gr 4, Aglomeraciones		0	0	0
	Sobrecarga de uso en pasarelas		0,4	0,4	0
Viento	F_{wk}	En situación persistente	0,6	0,2	0
		En construcción	0,8	0	0
		En pasarelas	0,3	0,2	0
Acción térmica	T_k		0,6	0,6	0,5
Nieve	$Q_{S,k}$	En construcción	0,8	0	0
Acción del agua	W_k	Empuje hidrostático	1,0	1,0	1,0
		Empuje hidrodinámico	1,0	1,0	1,0
Sobrecargas de construcción	Q_c		1,0	0	1,0

Tabla 25: Coeficientes de simultaneidad considerados para las acciones. Fuente: Proyecto original.

Para la sobrecarga uniforme, el coeficiente ψ_2 se toma igual a 0, salvo en la combinación sísmica, donde se adopta un valor de 0,20.

7.1.5. Coeficientes parciales de seguridad

Los coeficientes parciales de seguridad se aplican a las acciones en función del Estado Límite considerado, del tipo de acción y de si su efecto resulta favorable o desfavorable.

Para las comprobaciones resistentes en Estado Límite Último se consideran, de forma general, los siguientes criterios:



TABLA 6.2-b COEFICIENTES PARCIALES PARA LAS ACCIONES γ_F
(PARA LAS COMPROBACIONES RESISTENTES)

ACCIÓN		EFECTO	
		FAVORABLE	DESFAVORABLE
Permanente de valor constante (G)	Peso propio	1,0	1,35
	Carga muerta	1,0	1,35
Permanente de valor no constante (G*)	Pretensado P_1	1,0	1,0 / 1,2 ⁽¹⁾ / 1,3 ⁽²⁾
	Pretensado P_2	1,0	1,35
	Otras presolicitaciones	1,0	1,0
	Reológicas	1,0	1,35
	Empuje del terreno	1,0	1,5
	Asientos	0	1,2 / 1,35 ⁽³⁾
	Rozamiento de apoyos deslizantes	1,0	1,35
Variable (Q)	Sobrecarga de uso	0	1,35
	Sobrecarga de uso en terraplenes	0	1,5
	Acciones climáticas	0	1,5
	Empuje hidrostático	0	1,5
	Empuje hidrodinámico	0	1,5
	Sobrecargas de construcción	0	1,35

- (1) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,2$ será de aplicación al pretensado P_1 en el caso de verificaciones locales tales como la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón en zonas de anclajes, cuando se toma como valor de la acción el que corresponde a la carga máxima (tensión de rotura) del elemento a tesar.
- (2) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,3$ se aplicará al pretensado P_1 en casos de inestabilidad (pandeo) cuando ésta pueda ser inducida por el axil debido a un pretensado exterior.
- (3) El coeficiente $\gamma_{G*} = 1,35$ corresponde a una evaluación de los efectos de los asientos mediante un cálculo elasto-plástico, mientras que el valor $\gamma_{G*} = 1,2$ corresponde a un cálculo elástico de esfuerzos.

Tabla 26: Coeficientes parciales de seguridad considerados para las acciones. Fuente: Proyecto original.

Para las comprobaciones de equilibrio se consideran coeficientes específicos, diferenciando entre acciones estabilizadoras y desestabilizadoras. En particular, las acciones permanentes pueden adoptar coeficientes reducidos cuando actúan como estabilizadoras y coeficientes incrementados cuando actúan como desestabilizadoras.

En Estados Límite de Servicio, los coeficientes parciales de las acciones se toman en general con valor unitario, diferenciando únicamente el efecto favorable o desfavorable cuando la normativa o el modelo lo requiere.

Al tratarse de una estructura con elementos pretensados, se consideran para la acción del pretensado en ELS los coeficientes:

Situación del pretensado en ELS	Coeficiente
Efecto favorable	0,95
Efecto desfavorable	1,05

Tabla 27: Coeficientes de seguridad para el pretensado en ELS. Fuente: Proyecto original.

7.1.6. Reglas adicionales de combinación

Además de las expresiones generales de combinación, se consideran una serie de reglas adicionales de simultaneidad entre acciones, de acuerdo con los criterios normativos aplicables.

Las reglas adoptadas son las siguientes:

- La sobrecarga de uso se representa mediante grupos de carga excluyentes entre sí.
- Cuando se considera el viento transversal sobre el tablero, se considera simultáneamente la componente vertical del viento y el momento de vuelco correspondiente.
- Cuando se considera el viento longitudinal sobre el tablero, no se considera simultáneamente el viento transversal, ni el empuje vertical, ni el momento de vuelco asociado.
- La concomitancia entre la componente uniforme de temperatura y el gradiente térmico se considera mediante las combinaciones específicas definidas para la acción térmica.
- Cuando el viento actúa como acción predominante, no se considera simultáneamente la actuación de la sobrecarga de uso.
- Cuando la sobrecarga de uso actúa como acción predominante, se considera el viento concomitante correspondiente.
- Cuando se considera el grupo de cargas de tráfico correspondiente a fuerzas horizontales con su valor característico, no se considera simultáneamente la actuación del viento ni de la nieve.
- No se considera la acción simultánea del viento y de la acción térmica.
- No se considera, con carácter general, la acción simultánea de la nieve y la sobrecarga de uso, salvo en zonas de alta montaña.

7.1.7. Envolventes de cálculo

A partir de las combinaciones definidas, Civil Studio obtiene las envolventes de esfuerzos, reacciones, desplazamientos y tensiones que gobiernan las comprobaciones estructurales.

Estas envolventes se emplean posteriormente para justificar:

- Las vigas prefabricadas pretensadas.
- La losa superior.
- Las prelosas.
- Los apoyos elastoméricos.

- Las juntas de dilatación.
- Los estribos.
- Las cimentaciones.
- Las comprobaciones geotécnicas de hundimiento, vuelco y deslizamiento.

7.2. Estribos

Para el cálculo de los estribos se consideran las combinaciones necesarias para verificar los Estados Límite Últimos, los Estados Límite de Servicio y las situaciones accidentales sísmicas. Estas combinaciones permiten comprobar tanto la resistencia estructural de los elementos de hormigón armado como la estabilidad global del conjunto estribo-zapata-terreno.

Las acciones consideradas en las combinaciones del estribo son las siguientes:

Acción	Descripción
PP_Est	Peso propio del estribo
PP_Tab2	Peso propio del tablero transmitido al estribo
SE	Superestructura del tablero
RT	Reología. Retracción
FL	Reología. Fluencia
TP	Pérdidas de pretensado totales
PT1	Terreno. Tierras. Peso propio
PT2	Terreno. Tierras. Peso propio
Emp_T1	Terreno. Tierras. Empuje en trasdós
Emp_T2	Terreno. Tierras. Empuje en trasdós
GR1	Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR1
GR2	Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2
VI_SS	Viento sin sobrecarga de uso. Efecto global
VI_CS	Viento con sobrecarga de uso. Efecto global
TE	Temperatura. Efecto global
SI	Sismo. Efecto global

Tabla 28: Acciones consideradas en el modelo. Fuente: Civil eStudio

El cálculo de los Estados Límite Últimos geotécnicos y estructurales se realiza mediante el **Enfoque 2**, considerando la siguiente combinación de coeficientes de seguridad:

A1 + M1 + R2

donde **A1** corresponde a los coeficientes parciales aplicados a las acciones, **M1** a los coeficientes aplicados a los parámetros geotécnicos y **R2** a los coeficientes de resistencia.

7.2.1. Coeficientes de seguridad

Los coeficientes de seguridad considerados para el cálculo de los estribos se aplican a materiales, acciones y parámetros geotécnicos, de acuerdo con la normativa aplicada.

7.2.1.1. Coeficientes parciales de acciones en

Para las comprobaciones en Estado Límite se emplean los coeficientes parciales de acciones correspondientes al conjunto **A1**. Estos coeficientes se aplican en función del carácter favorable o desfavorable de cada acción.

Acción	ELU		ELS	
	Efecto favorable	Efecto desfavorable	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Peso propio del estribo	1	1,35	1	1
Peso propio del tablero	1	1,35	1	1
Superestructura del tablero	1	1,35	1	1
Retracción	1	1,35	1	1
Fluencia	1	1,35	1	1
Pérdidas de pretensado totales	1	1	0,9	1,1
Empuje de tierras en trasdós	1	1,5	1	1
Peso propio de tierras	1	1,35	1	1
Sobrecarga en terraplén. Empuje	0	1,5	0	1
Sobrecarga en terraplén. Acción vertical	0	1,5	0	1
Sobrecarga de uso en tablero. Grupo GR1	0	1,35	0	1
Sobrecarga de uso en tablero. Grupo GR2	0	1,35	0	1
Viento sin sobrecarga de uso	0	1,5	0	1
Temperatura	0	1,5	0	1
Sismo	0	0	0	0

Tabla 29: coeficientes parciales de acciones. Fuente: Civil eStudio

En situación accidental en ELU, los coeficientes parciales de las acciones permanentes y variables se toman de acuerdo con la combinación accidental considerada. Para el caso sísmico, la acción sísmica se introduce con coeficiente unitario.

Acción	Efecto favorable	Efecto desfavorable
Peso propio del estribo	1	1
Peso propio del tablero	1	1
Superestructura del tablero	1	1
Retracción	1	1
Fluencia	1	1
Pérdidas de pretensado totales	1	1
Empuje de tierras en trasdós	1,3	1
Peso propio de tierras	1	1
Sobrecarga en terraplén. Empuje	1,3	0
Sobrecarga en terraplén. Acción vertical	1	0
Sobrecarga de uso en tablero. Grupo GR1	1,15	0
Sobrecarga de uso en tablero. Grupo GR2	1,15	0
Viento sin sobrecarga de uso	1,3	0
Temperatura	1,3	0
Sismo	0	1

Tabla 30: coeficientes parciales de acciones. Fuente: Civil eStudio



7.2.1.2. Coeficientes de seguridad geotécnicos

Para las comprobaciones geotécnicas se emplean los coeficientes correspondientes al conjunto **M1**. En este caso, los parámetros geotécnicos se mantienen sin minoración adicional, adoptándose coeficientes unitarios.

Parámetro geotécnico	Coeficiente M1
Ángulo de rozamiento interno	1
Cohesión	1
Densidad de las tierras	1

Tabla 31: Coeficientes de seguridad geotécnicos. Fuente: Civil eStudio

7.2.1.3. Coeficientes de resistencia

Los coeficientes de resistencia considerados en el conjunto **R2** dependen de la comprobación realizada. Para el estribo y su cimentación superficial se consideran principalmente las comprobaciones de hundimiento, deslizamiento, estabilidad global, flexión, cortante y vuelco.

Comprobación	Coeficiente R2
Estabilidad global	1,1
Hundimiento	1,4
Deslizamiento	1,1
Flexión	1
Cortante	1
Vuelco	1
Resistencia del terreno	1,4

Tabla 32: Coeficientes de resistencia. Fuente: Civil eStudio

7.2.2. Combinaciones empleadas en las comprobaciones

Las combinaciones consideradas dependen del Estado Límite comprobado. En el caso de los estribos, se diferencian las comprobaciones geotécnicas de estabilidad y cimentación, las comprobaciones estructurales de los elementos de hormigón armado y las comprobaciones de servicio.

Comprobación	Situación	Combinación empleada
Deslizamiento zapata-terreno	Situación persistente	Enfoque 2
Deslizamiento zapata-terreno	Situación accidental	Combinación sísmica
Vuelco rígido	Situación persistente	Combinación fundamental
Vuelco rígido	Situación accidental	Combinación sísmica
Hundimiento	Situación persistente	Enfoque 2
Hundimiento	Situación accidental	Combinación sísmica
Asientos	Situación persistente	Combinación cuasipermanente
Asientos	Situación persistente	Combinación frecuente
Asientos	Situación persistente	Combinación característica
Rotura por flexión	Situación persistente	Envolvente de combinaciones
Rotura por flexión	Situación accidental	Envolvente de combinaciones
Rotura por cortante	Situación persistente	Envolvente de combinaciones
Rotura por cortante	Situación accidental	Envolvente de combinaciones
Fisuración	Situación persistente	Combinación cuasipermanente
Deformaciones	Situación persistente	Combinación cuasipermanente
Deformaciones	Situación persistente	Combinación frecuente
Deformaciones	Situación persistente	Combinación característica

Tabla 33: Combinaciones empleadas en las comprobaciones. Fuente: Civil eStudio

7.2.3. Combinaciones sísmicas

La acción sísmica se considera en las tres direcciones principales: longitudinal, transversal y vertical. Las componentes sísmicas se combinan considerando el 100 % de una dirección principal y el 30 % de las restantes.

Combinación	Expresión
SI1	$1,0 \cdot SI_L + 0,3 \cdot SI_T + 0,3 \cdot SI_V$
SI2	$0,3 \cdot SI_L + 1,0 \cdot SI_T + 0,3 \cdot SI_V$
SI3	$0,3 \cdot SI_L + 0,3 \cdot SI_T + 1,0 \cdot SI_V$

Tabla 34: Combinaciones de las componentes sísmicas. Fuente: Civil eStudio

Siendo SI1 en dirección longitudinal, SI2 dirección transversal y SI3 dirección vertical.

Estas combinaciones se emplean para obtener las envolventes sísmicas que intervienen en la comprobación de los estribos, las cimentaciones, las presiones bajo zapata, el vuelco, el deslizamiento y los esfuerzos internos de los elementos de hormigón armado.

7.2.4. Criterio de cálculo

A partir de las acciones definidas y de los coeficientes anteriores, se generan las combinaciones necesarias para cada Estado Límite. En las situaciones persistentes se aplican las combinaciones fundamentales con el Enfoque 2, mientras que en situación accidental se consideran las combinaciones sísmicas correspondientes.

Las acciones permanentes se incorporan con sus valores característicos, las acciones variables se introducen como acción dominante o concomitante según corresponda, y las acciones sísmicas se combinan mediante las componentes longitudinal, transversal y vertical.

De este modo, las comprobaciones de los estribos se realizan a partir de las envolventes más desfavorables de esfuerzos, reacciones, desplazamientos y presiones bajo la cimentación.

8. Cálculo estructural

8.1. Cálculo estructural del tablero

El presente apartado recoge el cálculo estructural del tablero del paso superior. El cálculo se realiza mediante el módulo Tablero de vigas de Civil eStudio, correspondiente a una estructura de carretera formada por vigas prefabricadas pretensadas, prelosas y losa superior de hormigón armado.

El procedimiento seguido consiste, en primer lugar, en definir la geometría del tablero, la disposición de las vigas, las características de la losa, los apoyos y las acciones aplicadas. A partir de estos datos, el programa genera el modelo resistente, obtiene los esfuerzos en vigas y losa, dimensiona las armaduras necesarias y realiza las comprobaciones de Estados Límite Últimos y de Servicio.

Una vez comprobado el tablero, se obtienen las reacciones transmitidas por la superestructura a los estribos. Estas reacciones se emplean posteriormente como acciones de entrada en el modelo de cálculo de los estribos y cimentaciones.

8.1.1. Modelo de cálculo del tablero

El tablero se ha modelizado teniendo en cuenta las distintas fases resistentes de la estructura. Antes del fraguado de la losa superior, cada viga prefabricada trabaja como una viga simple biapoyada. Para esta situación se adopta un modelo de viga discretizada en barras equiespaciadas.

Una vez ejecutada y fraguada la losa superior, el tablero se calcula mediante un modelo de emparillado plano. En dicho modelo, las barras longitudinales representan las vigas junto con la parte de losa colaborante, mientras que las barras transversales representan la rigidez transversal de la losa. Esta discretización permite obtener el reparto transversal de cargas, los esfuerzos en los distintos elementos y las reacciones en los apoyos. (Ver figura 18)

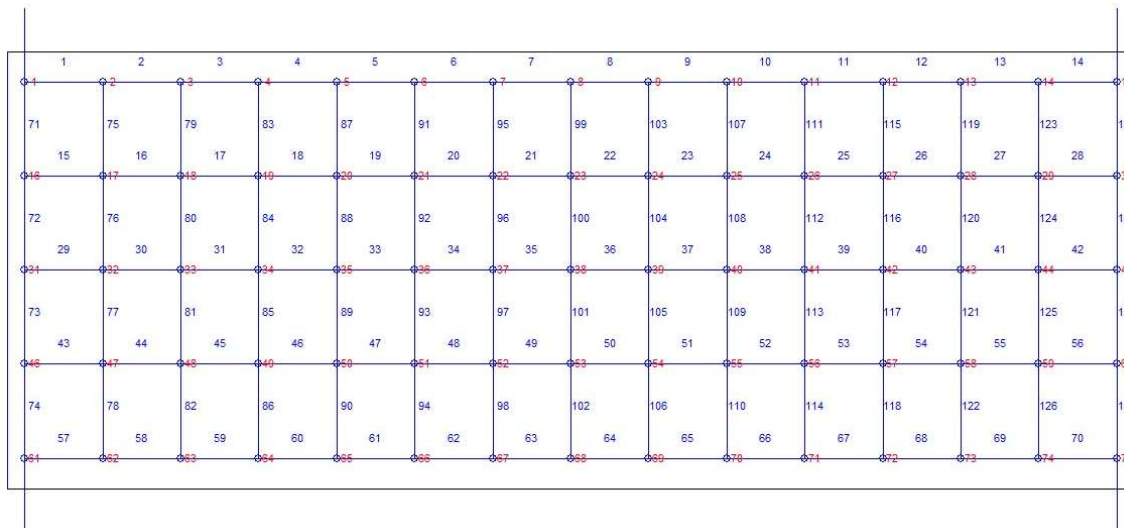


Figura 18: Modelo del tablero para el cálculo de las vigas. Fuente: Civil eStudio

Las fases principales consideradas en el modelo son:

- Tras la transferencia del pretensado.
- Tras el hormigonado de la losa.
- Tras la disposición de la superestructura.

- Tras la apertura al tráfico.
- A tiempo infinito.

La geometría considerada corresponde a un tablero de cinco vigas prefabricadas tipo DT-PRE-150-120-B, con luz de cálculo de 25,00 m entre ejes de apoyo y longitud total de viga de 26,00 m. Las vigas se disponen con un intereje de 2,15 m y se solidarizan mediante una losa superior de 0,25 m de espesor mínimo, ejecutada sobre prelosas de 0,07 m.

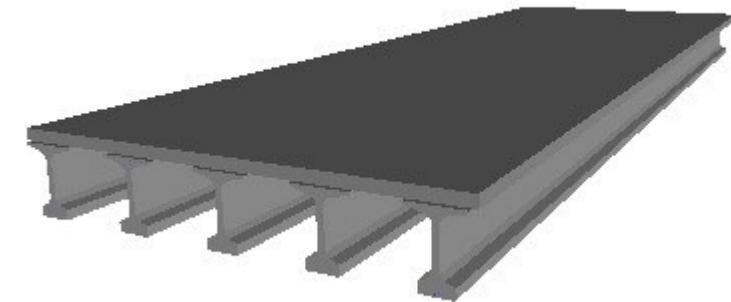


Figura 19: Modelo del tablero. Fuente: Civil eStudio

8.1.2. Obtención de esfuerzos

A partir del modelo definido se obtienen los esfuerzos característicos y de cálculo en las vigas y en la losa. Las acciones consideradas en el modelo incluyen el peso propio de las vigas, el peso propio de la losa, las cargas permanentes de superestructura, el pretensado, las pérdidas de pretensado, la retracción, la fluencia, el tráfico sobre la plataforma, el viento vertical, el gradiente térmico y el sismo vertical.

Los esfuerzos obtenidos se emplean para dimensionar la armadura activa y pasiva de las vigas, así como la armadura longitudinal y transversal de la losa superior. El modelo genera las envolventes correspondientes a las situaciones persistentes y accidentales, permitiendo comprobar la estructura frente a flexión, cortante, torsión, rasante, fisuración, deformaciones y giros.

Acción	Viga	Axil (kN)		Flector (kNm)		Cortante (kN)		Torsor (kNm)	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
PV	1	0.0	0.0	-1.6	990.3	-158.6	158.6	0.0	0.0
PL	1	0.0	0.0	-1.4	865.3	-138.6	138.6	-16.5	16.5
PI	1	0.0	6087.6	-2916.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SE	1	0.0	0.0	-3.0	832.2	-139.2	139.2	-11.7	11.7
TRP	1	0.0	0.0	-251.6	3490.5	-547.5	547.5	-34.7	34.7
VI	1	0.0	0.0	-324.3	324.3	-49.1	49.1	-2.2	2.2
GT	1	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
SIV	1	0.0	0.0	-456.5	456.5	-56.8	56.8	-0.2	0.2
RTV	1	0.0	202.9	0.0	179.5	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	1	-236.4	45.3	-202.8	44.2	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	1	-202.9	-0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	1	-45.3	236.4	-9.8	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	1	-225.5	0.0	0.0	132.6	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	1	-700.2	0.0	0.0	627.4	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabla 35: Esfuerzos máximos y mínimos a lo largo de la viga 1

Siendo:

- Peso propio de las vigas (PV)
- Peso propio de la losa (PL)
- Pretresado instantáneo (PI)
- Superestructura (SE)
- Tráfico en plataforma (TRP)
- Viento vertical (VI)
- Gradiente térmico (GT)
- Sismo vertical (SIV)
- Retracción (esfuerzos en las vigas, RTV)
- Fluencia (esfuerzos en las vigas, FLV)
- Retracción (esfuerzos en la losa, RTL)
- Fluencia (esfuerzos en la losa, FLL)
- Pérdidas de pretresado hasta el fraguado de la losa (PPS)
- Pérdidas de pretresado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)

Situación persistente. Enfoque 2

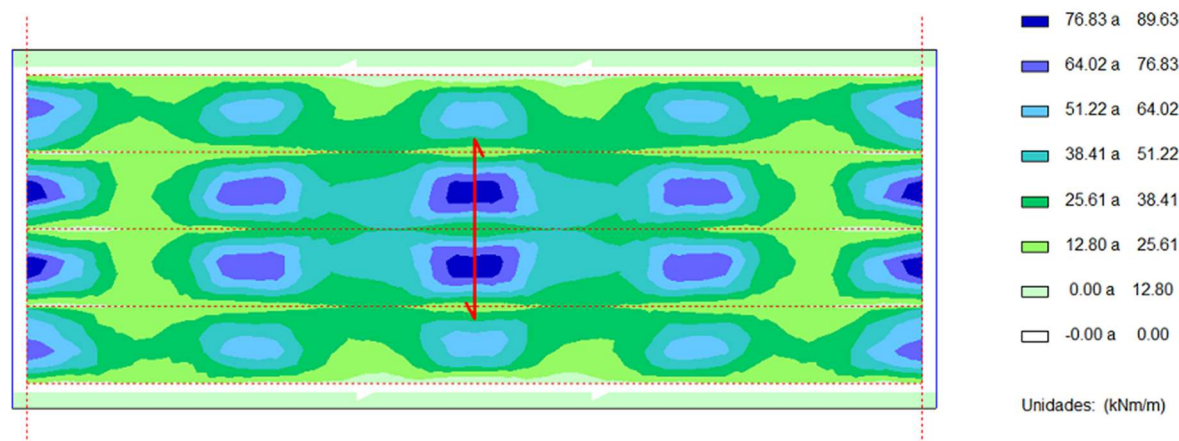


Figura 20: Momento transversal. Flexión positiva (mkN/m)

Situación persistente. Enfoque 2

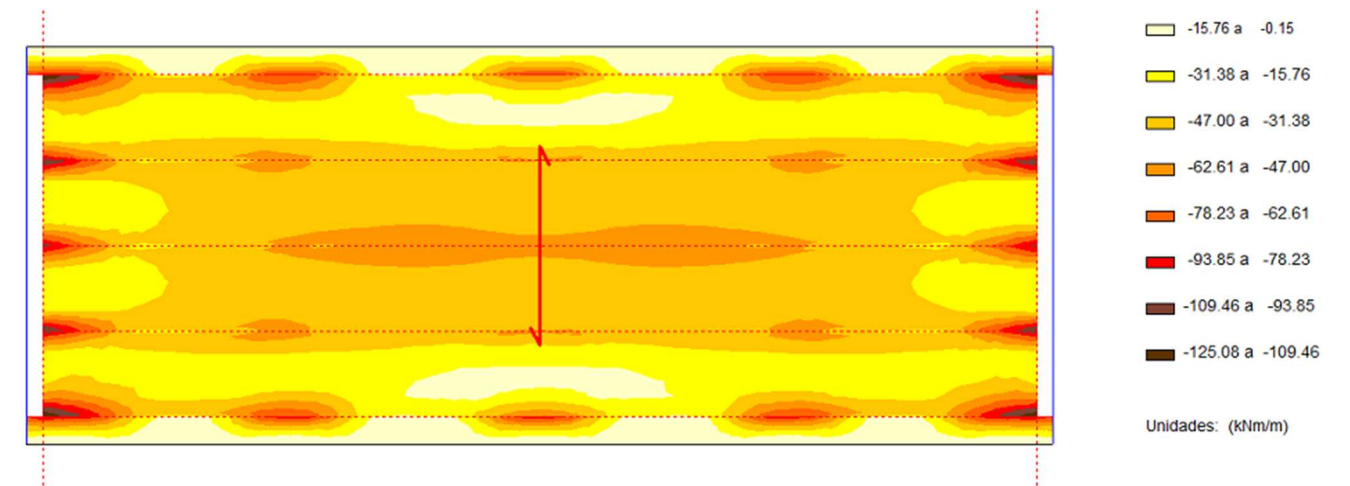


Figura 21: Momento transversal. Flexión negativa (mkN/m)

8.1.3. Armadura activa de las vigas prefabricadas

Todas las vigas del tablero se adoptan iguales, por lo que la disposición de armadura activa es común para las cinco vigas. La armadura activa se materializa mediante cordones de acero de pretensado, de área individual 140 mm² y diámetro nominal 15 mm en la definición del modelo.

El pretensado se dispone principalmente en el ala inferior de la viga, con varias filas de cordones, y se completa con una fila adicional en la zona superior. La disposición considerada en el modelo es la siguiente: una primera fila inferior con 4 cordones, una segunda fila inferior con 10 cordones, una tercera fila inferior con 14 cordones, una cuarta fila inferior con 4 cordones y una fila superior con 4 cordones. En total, cada viga dispone de 36 cordones de pretensado.

La tensión inicial de tesado adoptada es $\sigma_{p,0} = 1330$ MPa. Tras las pérdidas previas a la transferencia, la tensión final de tesado considerada por el modelo es $\sigma_p = 1318,30$ MPa. La fuerza inicial total de pretensado por viga es $P_0 = 6703,2$ kN, obteniéndose a tiempo infinito una fuerza resultante de $P^\infty = 5255,1$ kN en el centro de luz.

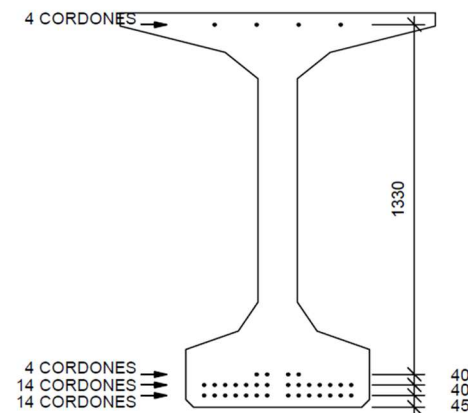


Figura 22: Disposición de cordones de pretensado en la sección de la viga. Fuente: Civil eStudio

Viga 1										
		Fuerza	Pérdidas			Fuerza	Pérdidas			Fuerza
Distancia al eje 1	Fila	P1	Prt1	Pfl1	Pr11	P2	Prt2	Pfl2	Pr12	P3
(m)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.50	1	2333.0	7.6	69.1	6.1	2250.1	75.7	124.9	49.0	2000.5
12.50	2	2340.6	7.6	67.9	6.3	2258.8	76.5	122.6	49.5	2010.2
12.50	3	670.9	2.2	19.1	1.8	647.8	22.1	34.4	14.3	577.1
12.50	4	743.1	2.2	7.5	4.1	729.3	29.6	12.8	19.5	667.3

Figura 23: Disposición de la armadura activa en las vigas prefabricadas. Valores en el centro de la luz de cálculo. Fuente: Civil eStudio.

8.1.4. Armadura pasiva de las vigas prefabricadas

La armadura pasiva de las vigas se obtiene a partir de las verificaciones de flexión, cortante, torsión, rasante y difusión del pretensado. Al tratarse de vigas pretensadas, la resistencia principal frente a flexión longitudinal queda cubierta por la armadura activa, por lo que no se define armadura pasiva adicional de refuerzo a flexión en el modelo.

La armadura transversal del alma se dimensiona considerando conjuntamente las necesidades por cortante, torsión e introducción del pretensado. El armado obtenido es simétrico respecto al centro de la luz.

Se emplearán 3 tipos de armado pasivo en las vigas, correspondiente a las 2 vigas en los extremos del tablero, las intermedias y la viga central.

Vigas extremas — Vigas 1 y 5

En las vigas extremas, en las zonas próximas a los apoyos se dispone el armado más intenso, correspondiente a **estribos Ø16 cada 100 mm**. A medida que se avanza hacia el centro de vano se reduce progresivamente la cuantía, disponiéndose **estribos Ø16 cada 150 mm, Ø12 cada 100 mm y Ø12 cada 150 mm** en la zona central.

La cuantía total máxima obtenida en el alma de las vigas extremas es de **3.596,7 mm²/m**, correspondiente a las zonas próximas a los apoyos. Esta cuantía incluye la contribución de la armadura necesaria por cortante, torsión e introducción del pretensado.

Adicionalmente, se comprueban las armaduras asociadas a la rasante entre viga y losa y a la rasante en las alas de la viga. En el caso de la **rasante viga-losa no se requiere refuerzo adicional**. Para la rasante en el **ala inferior se dispone armadura Ø8 cada 250 mm**, mientras que para la rasante en el **ala superior se dispone armadura Ø8 cada 100 mm**.

Vigas intermedias — Vigas 2 y 4

En las vigas intermedias, en las zonas próximas a los apoyos se dispone igualmente el armado más intenso, mediante **estribos Ø16 cada 100 mm**. Hacia la zona central de la viga la cuantía se reduce progresivamente, pasando a **estribos Ø16 cada 150 mm, Ø12 cada 100 mm y Ø12 cada 150 mm** en el tramo central.

La cuantía total máxima obtenida en el alma de las vigas intermedias es de **3.281,7 mm²/m**, localizada en las zonas próximas a los apoyos. Esta cuantía comprende conjuntamente las necesidades de armadura debidas a cortante, torsión e introducción del pretensado.

Para la **rasante viga-losa tampoco se requiere armadura de refuerzo adicional**. En la rasante del **ala inferior se dispone armadura Ø8 cada 300 mm**, mientras que en el **ala superior se mantiene una disposición de Ø8 cada 100 mm**.

Viga central — Viga 3

En la viga central se mantiene una distribución longitudinal del armado transversal análoga, concentrándose la mayor cuantía en las proximidades de los apoyos, donde se disponen **estribos Ø16 cada 100 mm**, reduciéndose progresivamente el armado hacia el centro del vano mediante separaciones mayores y barras de menor diámetro.

La cuantía total máxima obtenida en el alma de la viga central es de **3.094,2 mm²/m**, correspondiente igualmente a las zonas próximas a los apoyos e incluyendo las contribuciones debidas a cortante, torsión e introducción del pretensado.

Al igual que en el resto de vigas, la comprobación de **rasante viga-losa no requiere refuerzo adicional**. Para la rasante en el **ala inferior se dispone armadura Ø8 cada 350 mm**, mientras que en el **ala superior se dispone armadura Ø8 cada 100 mm**. Las mediciones del modelo confirman, además, la reducción progresiva del peso de esta armadura inferior desde las vigas extremas hacia la central.

Lo importante que cambia entre los tres tipos es **3.596,7 → 3.281,7 → 3.094,2 mm²/m** y, en el ala inferior, **Ø8/250 → Ø8/300 → Ø8/350**. El ala superior queda en **Ø8/100 en todas**.

La disposición completa se representa en el plano: "Definición de armadura pasiva en vigas"

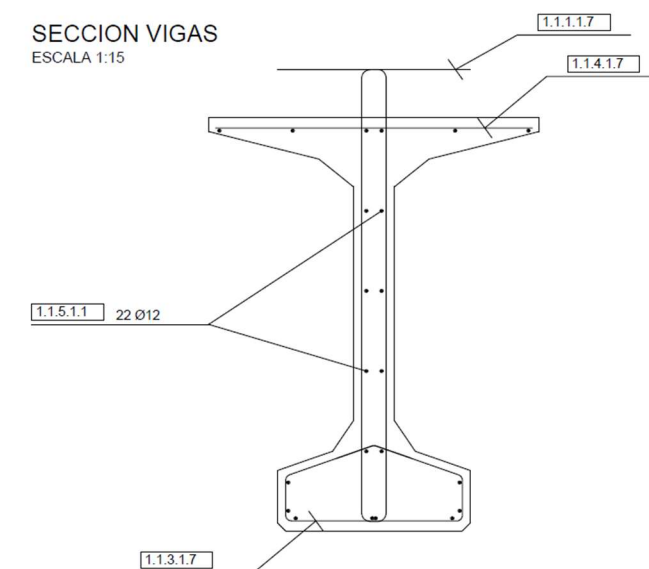


Figura 24: Disposición de armado pasivo en viga 1, sección. Fuente: Civil eStudio

8.1.5. Comprobaciones de las vigas prefabricadas

Las vigas prefabricadas se comprueban frente a los Estados Límite Últimos y Estados Límite de Servicio. Las verificaciones realizadas incluyen el encaje tensional, la fisuración, la flexión, el cortante, la torsión, la interacción cortante-torsión, la rasante, las flechas y los giros.

La verificación completa se representa en la memoria de cálculo en el Anexo I.

8.1.6. Armadura de la losa superior

La losa superior se dimensiona a partir de las envolventes de flexión, cortante y fisuración obtenidas en el modelo de emparrillado. El cálculo considera la colaboración transversal de la losa en el reparto de cargas entre vigas y su papel como elemento de conexión y reparto dentro de la sección compuesta del tablero.

La armadura longitudinal adoptada en la losa está formada por Ø12 cada 200 mm en la cara inferior y Ø16 cada 300 mm en la cara superior. Estas armaduras cubren las cuantías obtenidas por cálculo para la flexión longitudinal de la losa.

La armadura transversal se organiza por bandas. En la cara inferior se dispone Ø25 cada 250 mm en las bandas laterales y Ø20 cada 200 mm en la banda central. En la cara superior se dispone Ø20 cada 200 mm en las bandas laterales y Ø12 cada 100 mm en la banda central.

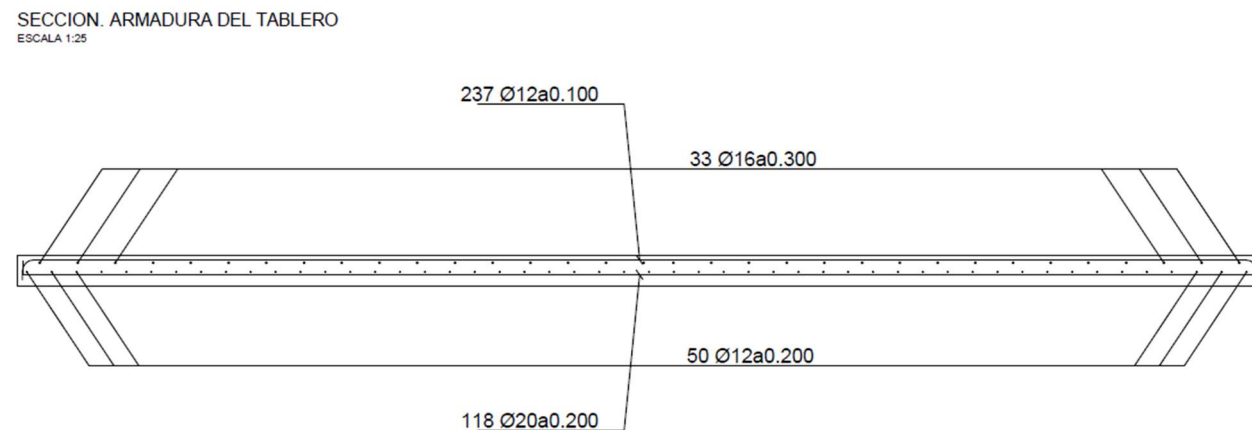


Figura 25: Armadura losa superior en sección. Fuente: Civil eStudio

8.1.7. Comprobaciones de la losa superior

La losa superior se comprueba frente a flexión, cortante y fisuración. Las comprobaciones de flexión y cortante se realizan tanto en situación persistente como en situación accidental sísmica, mientras que la fisuración se comprueba en combinación cuasipermanente.

La abertura máxima de fisura admisible considerada para la losa es $w_{adm} = 0,30$ mm. Los valores obtenidos en las distintas direcciones y caras de armado se mantienen por debajo de dicho límite, con aberturas de fisura comprendidas entre 0,01 mm y 0,06 mm.

Las verificaciones de flexión, cortante y fisuración resultan satisfactorias para la losa superior, quedando justificado el armado adoptado en las direcciones longitudinal y transversal.

La verificación completa se representa en la memoria de cálculo en el Anexo II

8.1.8. Flechas y giros

Además de las comprobaciones resistentes, se verifica el comportamiento deformacional del tablero. Las flechas se calculan para las distintas acciones y combinaciones, incluyendo los efectos diferidos a tiempo infinito.

En situación persistente, combinación característica, la flecha máxima obtenida a tiempo infinito considerando todas las acciones es $\delta_{max} = 36,2$ mm. Para la comprobación de flecha debida al valor frecuente de la sobrecarga de tráfico, la flecha obtenida es $\delta = -10,2$ mm, frente a una flecha admisible de $\delta_{adm} = -25,0$ mm. Por tanto, se cumple la comprobación de flechas.

Los giros se obtienen en los dos apoyos de cada viga para cada acción y para la combinación característica, verificándose su compatibilidad con los apoyos elastoméricos definidos en el modelo.

8.1.9. Resumen de verificación del tablero

A partir de los resultados obtenidos, se verifica el cumplimiento estructural del tablero frente a los Estados Límite considerados. Las vigas prefabricadas cumplen las verificaciones de encaje tensional, fisuración, flexión, cortante, torsión, rasante y deformaciones. La losa superior cumple las verificaciones de flexión, cortante y fisuración.

Por tanto, el armado definido para vigas y losa resulta compatible con los esfuerzos obtenidos en el modelo, quedando justificado el comportamiento resistente y funcional del tablero para las situaciones persistentes y accidentales consideradas.

8.1.10. Reacciones transmitidas a los estribos

Una vez comprobado el tablero, se obtienen las reacciones transmitidas a los estribos a través de los aparatos de apoyo elastoméricos. Estas reacciones se calculan para cada apoyo y para cada eje, a partir de la contribución de las cinco vigas del tablero.

Apoyo	Viga	ELS cuasipermanente Rmáx. (kN)	ELS frecuente Rmáx. (kN)	ELS característica Rmáx. (kN)	ELU persistente. Enfoque 2 Rmáx. (kN)	Situación sísmica Rmáx. (kN)
1	1	470	827	1077,9	1460	570
2	2	405,1	718,9	923,1	1250,1	496,8
3	3	397,6	701,2	892,3	1207,1	488,4
4	4	405,1	718,9	923	1250	496,8
5	5	470	827	1077,9	1460	570

Tabla 36: Envolvente de reacciones verticales por apoyo — Eje 1 / Estribo 1. Fuente: Civil eStudio

Apoyo	Viga	ELS cuasipermanente Rmáx. (kN)	ELS frecuente Rmáx. (kN)	ELS característica Rmáx. (kN)	ELU persistente. Enfoque 2 Rmáx. (kN)	Situación sísmica Rmáx. (kN)
1	Viga 1	469,9	827	1077,9	1460	570
2	Viga 2	405,1	718,9	923,1	1250,1	496,8
3	Viga 3	397,6	701,2	892,3	1207,1	488,4
4	Viga 4	405,1	718,9	923	1250	496,8
5	Viga 5	469,9	827	1077,9	1460	570

Tabla 37: Envolvente de reacciones verticales por apoyo — Eje 2 / Estribo 2. Fuente: Civil eStudio

Para el cálculo posterior de los estribos se adoptan las reacciones totales por eje de apoyo, ya que representan la resultante vertical y el momento transversal transmitidos por el conjunto del tablero a cada estribo.

Las situaciones consideradas son la combinación cuasipermanente, la combinación frecuente, la combinación característica, el Estado Límite Último persistente mediante Enfoque 2 y la situación accidental sísmica.

Situación de cálculo	N mín. (kN)	N máx. (kN)	M mín. (kNm)	M máx. (kNm)
ELS cuasipermanente	2090,3	2147,8	0	0
ELS frecuente	2064,3	3163	-2016,4	2016,4
ELS característica	1960,3	3838,9	-3463,9	3463,9
ELU persistente. Enfoque 2	1895,3	5194,3	-5420,6	5420,6
Situación accidental sísmica	1798,8	2550,4	-248,8	248,8

Tabla 38: Envolvente de reacciones totales transmitidas por el tablero a los estribos. Fuente: Civil eStudio.

La reacción vertical máxima se obtiene en Estado Límite Último persistente, Enfoque 2, con un valor de 5194,3 kN por eje de apoyo. Esta situación resulta determinante para la transmisión de cargas verticales al estribo y para las comprobaciones geotécnicas de la cimentación.

El momento transversal máximo asociado a la distribución de reacciones en el eje de apoyo se obtiene también en Estado Límite Último persistente, Enfoque 2, con un valor de 5420,6 kNm. Estos valores se emplean como referencia para la definición de las acciones transmitidas por el tablero en el cálculo de la subestructura.

8.2. Cálculo estructural de los estribos

El presente apartado recoge el cálculo estructural de los estribos del paso superior. El cálculo se realiza mediante el módulo de Estribo cerrado de Civil eStudio, correspondiente a una subestructura de hormigón armado con cimentación superficial.

El procedimiento seguido consiste, en primer lugar, en definir la geometría del estribo, la zapata de cimentación, el muro frontal, el cargadero, el espaldón, las aletas laterales, el terreno de trasdós y el terreno natural de cimentación. A partir de estos datos, se incorporan las acciones propias del estribo, los empujes del terreno, las sobrecargas sobre el relleno y las reacciones transmitidas por el tablero a través de los aparatos de apoyo elastoméricos.

Una vez definido el modelo, se generan las combinaciones de cálculo correspondientes a los Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y situación accidental sísmica. Con dichas combinaciones se obtienen las solicitaciones necesarias para comprobar la estabilidad global del conjunto estribo-zapata-terreno, la capacidad resistente de los elementos de hormigón armado y el comportamiento en servicio de la subestructura.

La verificación completa del estribo se recoge en la memoria de cálculo incluida en el Anexo II.

8.2.1. Modelo de cálculo del estribo

El estribo se modeliza como un estribo cerrado de hormigón armado con cimentación superficial. El modelo incluye los elementos principales de la subestructura: muro frontal, cargadero, espaldón, aletas laterales y zapata de cimentación.

La cimentación se resuelve mediante una zapata superficial de 15,00 m × 13,00 m, con canto de 2,00 m, apoyada sobre el terreno natural de cimentación. Sobre el cargadero se disponen cinco apoyos elastoméricos, uno bajo cada viga prefabricada del tablero, con separación transversal coincidente con el intereje de las vigas.

El modelo considera también el relleno del trasdós y el terreno de cimentación, definidos mediante dos capas granulares. La capa superior corresponde al relleno de préstamo compactado, mientras que la capa inferior corresponde al terreno natural de cimentación.

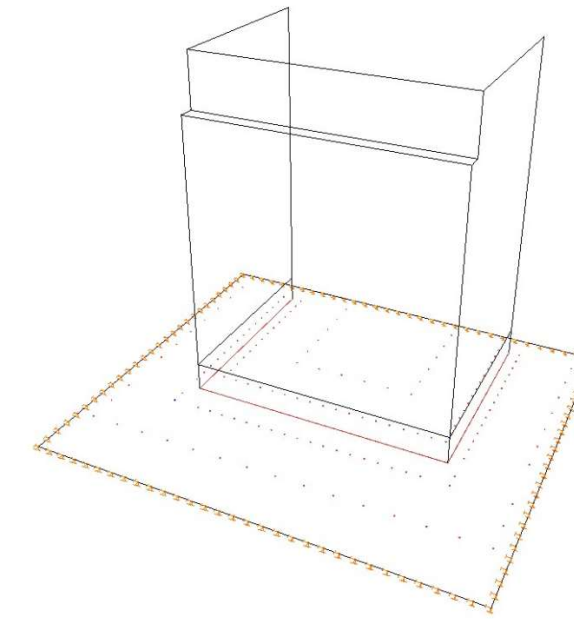


Figura 26: Modelo del estribo el cálculo y verificación de la estructura. Fuente: Civil eStudio

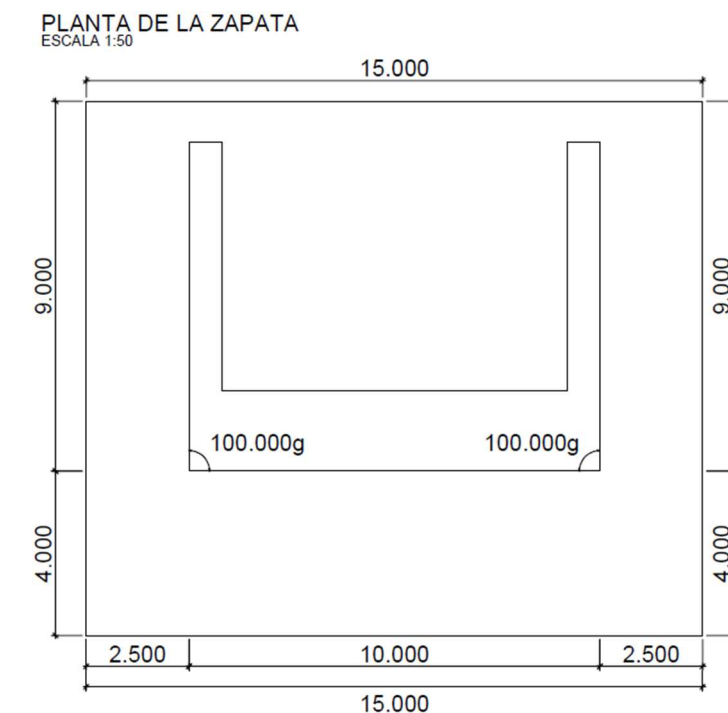


Figura 27: Planta de la zapata de estribos. Fuente: Civil eStudio

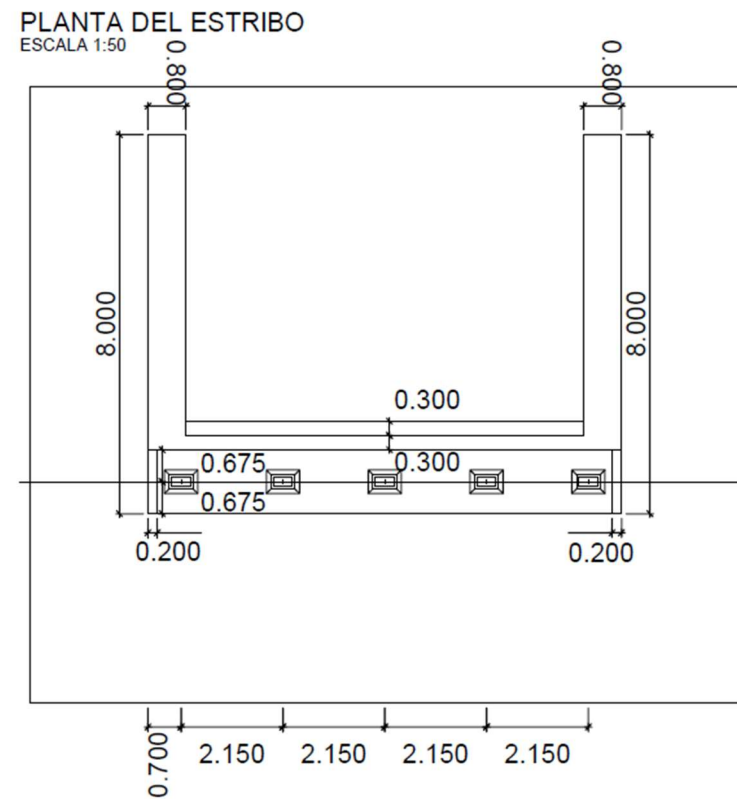


Figura 28: Planta de estribos. Fuente: Civil eStudio

8.2.2. Acciones y reacciones introducidas en el modelo

El cálculo de los estribos parte de las acciones propias de la subestructura, de las acciones geotécnicas y de las acciones transmitidas por el tablero. Las acciones se introducen en el modelo de acuerdo con su naturaleza y con las fases de cálculo consideradas.

Entre las acciones propias del estribo se considera el peso propio de los elementos de hormigón armado, obtenido a partir de la geometría del modelo y del peso específico del material. Asimismo, se consideran el peso propio de las tierras situadas sobre el talón de la zapata, el empuje de tierras en el trasdós y la sobrecarga de uso sobre los terraplenes adyacentes.

Las acciones procedentes del tablero se toman del apartado anterior, donde se han obtenido las envolventes por apoyo y por eje. Estas reacciones se aplican en el modelo del estribo en la posición de los cinco aparatos de apoyo elastoméricos.

Para el cálculo global del estribo se emplean las reacciones totales por eje de apoyo, que representan la resultante vertical y el momento transversal transmitidos por el conjunto del tablero. La reacción vertical máxima considerada procede del Estado Límite Último persistente, Enfoque 2, con un valor de 5194,3 kN por eje de apoyo, junto con un momento transversal máximo de 5420,6 kNm.

Además de las reacciones del tablero, el modelo incorpora el empuje al reposo del relleno de trasdós, el peso propio de las tierras y la sobrecarga de tráfico sobre el terraplén. No se considera empuje pasivo en el intradós, evitando introducir una colaboración resistente favorable del terreno que podría no estar garantizada durante toda la vida útil de la estructura.

8.2.3. Obtención de esfuerzos

A partir de las acciones definidas y de las combinaciones correspondientes, se obtienen los esfuerzos en los distintos elementos que forman el estribo. El cálculo permite determinar las solicitaciones en el muro frontal, el cargadero, el espaldón, las aletas laterales y la zapata de cimentación.

Los esfuerzos obtenidos incluyen las acciones verticales procedentes del tablero y del peso propio, los empujes horizontales del terreno, las solicitaciones generadas por la sobrecarga sobre el terraplén y los efectos asociados a la acción sísmica. Dichos esfuerzos se emplean posteriormente para dimensionar la armadura de los elementos de hormigón armado y comprobar la estabilidad global del conjunto.

Las envolventes de cálculo permiten identificar las situaciones más desfavorables para cada elemento y para cada tipo de comprobación. En particular, se consideran las envolventes asociadas a Estados Límite Últimos, Estados Límite de Servicio y situación accidental sísmica.

Los esfuerzos obtenidos se reflejan en el Anexo III

8.2.4. Comprobaciones geotécnicas

Las comprobaciones geotécnicas permiten verificar la estabilidad y aptitud de la cimentación superficial frente a las acciones transmitidas por el estribo y el tablero. Estas comprobaciones se realizan sobre el conjunto estribo-zapata-terreno, considerando tanto la situación persistente como la situación accidental sísmica cuando corresponde.

En el modelo se comprueban los siguientes Estados Límite geotécnicos:

- Deslizamiento zapata-terreno.
- Vuelco rígido.
- Hundimiento del terreno de cimentación.
- Asientos de la cimentación.

La comprobación frente a deslizamiento zapata-terreno verifica que la resistencia disponible en la interfaz entre la zapata y el terreno resulta suficiente frente a las acciones horizontales transmitidas por el estribo. Esta comprobación se realiza tanto en situación persistente como en situación accidental sísmica.

La comprobación frente a vuelco rígido verifica que la resultante de acciones mantiene condiciones de estabilidad suficientes frente al giro del conjunto estribo-zapata. Para ello se considera la posición de la resultante de cargas, los momentos estabilizadores y los momentos desestabilizadores asociados a las acciones verticales, horizontales y empujes de tierras.

La comprobación de hundimiento permite verificar que las presiones transmitidas bajo la zapata son compatibles con la capacidad resistente del terreno natural de cimentación. En el modelo se adopta para la capa inferior de terreno una presión de hundimiento de 500,0 kN/m², obteniéndose cumplimiento en las situaciones consideradas.

Finalmente, se comprueba el Estado Límite de Servicio de asientos para las combinaciones cuasipermanente, frecuente y característica, resultando compatibles los desplazamientos obtenidos con los límites admisibles definidos en el modelo.

Las comprobaciones geotécnicas se verifican en detalle en el Anexo IV

8.2.5. Comprobaciones estructurales

Las comprobaciones estructurales verifican la capacidad resistente de los elementos de hormigón armado que forman el estribo. En particular, se comprueban el muro frontal, el cargadero, el espaldón, las aletas laterales y la zapata de cimentación.

Las verificaciones realizadas incluyen:

- Rotura por flexión.
- Rotura por cortante.
- Fisuración en servicio.
- Deformaciones en servicio.
- Generación del armado de los elementos de hormigón armado.

La comprobación frente a rotura por flexión se realiza mediante la envolvente de combinaciones en situación persistente y accidental. El modelo verifica que las secciones de hormigón armado disponen de capacidad resistente suficiente frente a los momentos flectores obtenidos.

La comprobación frente a rotura por cortante se realiza igualmente para las envolventes de situación persistente y accidental, verificando la resistencia de los elementos de hormigón armado frente a los esfuerzos cortantes generados por las acciones verticales, horizontales y empujes de tierras.

En Estado Límite de Servicio se comprueba la fisuración de los elementos de hormigón armado para la combinación cuasipermanente. Asimismo, se verifican las deformaciones del conjunto en combinación cuasipermanente, frecuente y característica.

Las verificaciones de flexión, cortante, fisuración y deformaciones resultan satisfactorias para los elementos principales del estribo, quedando justificado el comportamiento estructural de la subestructura frente a las acciones consideradas.

Las comprobaciones estructurales detalladas se verifican en detalle en el Anexo III

8.2.6. Armado del estribo

A partir de los esfuerzos obtenidos en el modelo, se genera el armado necesario para los distintos elementos que forman el estribo. El armado se define para el muro frontal, cargadero, espaldón, aletas laterales y zapata de cimentación, considerando las solicitaciones de flexión, cortante, fisuración y deformaciones.

El dimensionamiento de la armadura se realiza con acero pasivo B500S, de acuerdo con los criterios de comprobación definidos para los elementos de hormigón armado. La disposición final del armado debe garantizar el cumplimiento de las cuantías resistentes y de servicio obtenidas en el modelo.

El armado de los estribos se obtiene a partir de las envolventes de esfuerzos generadas para las situaciones persistentes y accidentales consideradas en el modelo. Para cada elemento de la subestructura se comprueban los Estados Límite Últimos de flexión y cortante, así como los Estados Límite de Servicio de fisuración y deformaciones.

El modelo verifica el cumplimiento de las comprobaciones estructurales del muro frontal, cargadero, espaldón, aletas laterales y zapata de cimentación. La disposición final de armaduras se desarrolla en el anexo de cálculo correspondiente, donde se recogen los resultados completos del modelo y el detalle del armado generado.

ARMADURA. SECCION ZAPATA A DISTANCIA SOBRE EL EJE X GLOBAL DEL ESTRIBO: 5.000 m
ESCALA 1:75

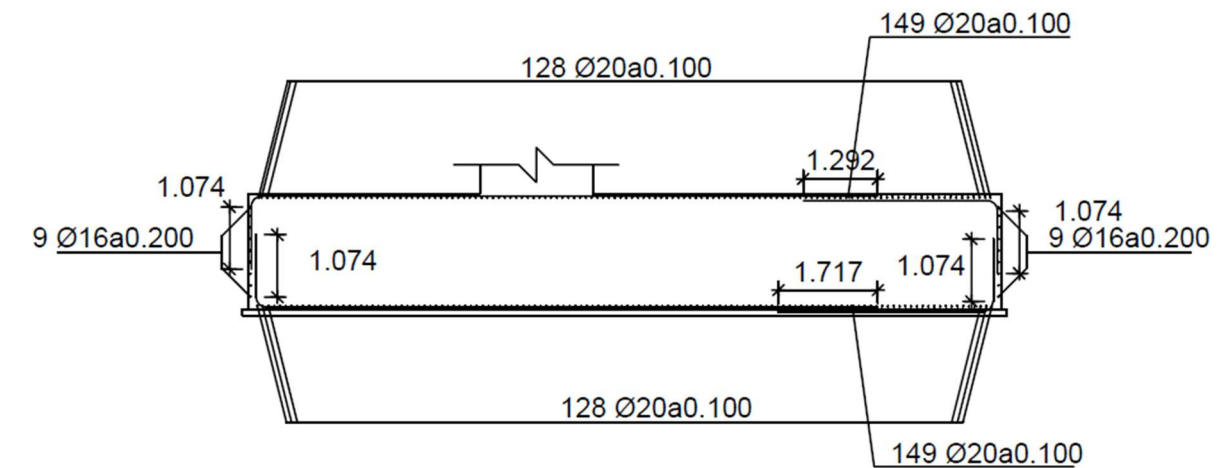


Figura 29: Armado zapatas en sección. Fuente: Civil eStudio

ARMADURA. SECCION DEL MURO
ESCALA 1:75

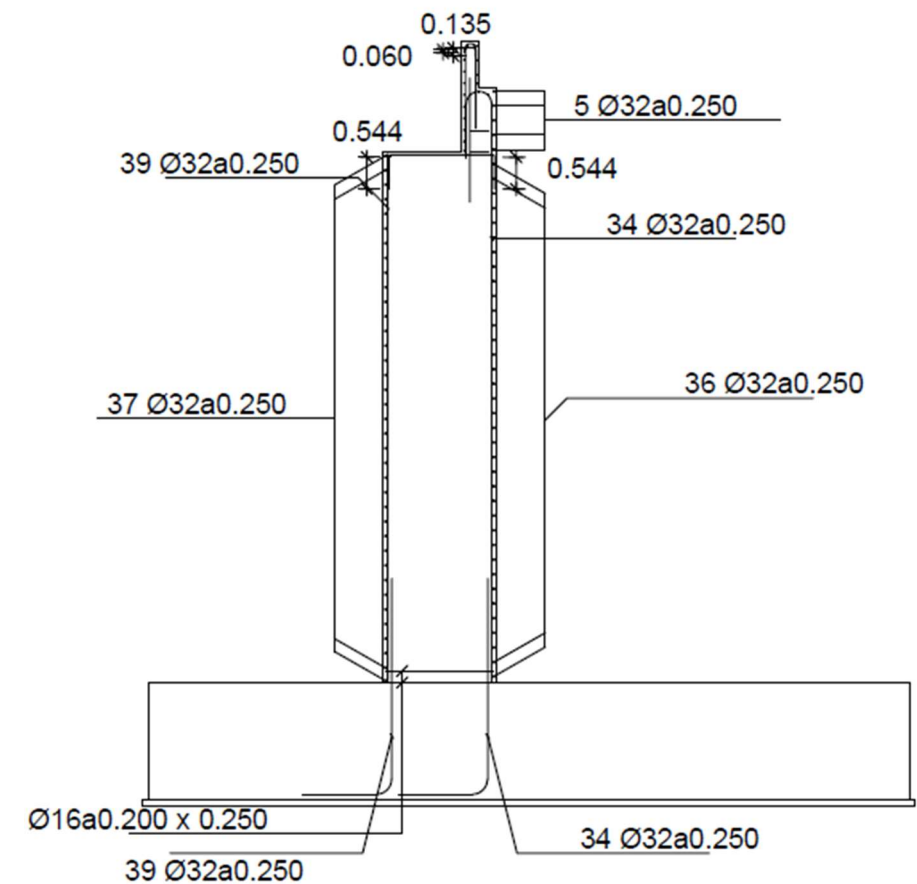


Figura 30: Armado muro frontal de estribos en sección. Fuente: Civil eStudio

ARMADURA. SECCION MURO ALETA 1
ESCALA 1:75

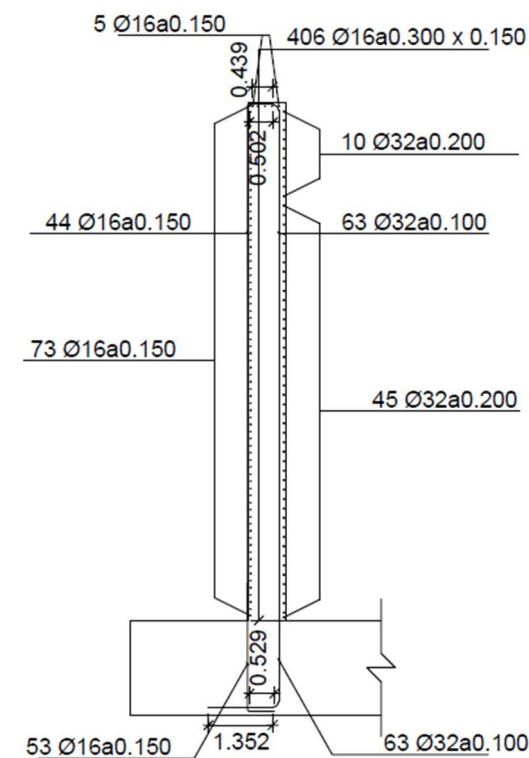


Figura 31: Armado muro aleta 1 de estribos en sección. Fuente: Civil eStudio

8.2.7. Desplazamientos y movimientos admisibles

Además de las comprobaciones resistentes y geotécnicas, se verifica el comportamiento deformacional del estribo y de la cimentación. Esta comprobación permite asegurar que los desplazamientos obtenidos son compatibles con el funcionamiento del tablero, los aparatos de apoyo elastoméricos, las juntas de dilatación y la cimentación superficial.

Los movimientos admisibles considerados son:

- Desplazamiento máximo horizontal en coronación: 20 mm.
- Desplazamiento máximo vertical en coronación: 20 mm.
- Desplazamiento máximo vertical en zapata: 50 mm.

Las comprobaciones de deformaciones en servicio resultan satisfactorias para las combinaciones cuasipermanente, frecuente y característica y se detallan en el Anexo IV.

8.2.8. Resumen de verificación del estribo

A partir de los resultados obtenidos, se verifica el cumplimiento estructural y geotécnico del estribo frente a los Estados Límite considerados.

Las comprobaciones geotécnicas frente a deslizamiento, vuelco, hundimiento y asentos resultan satisfactorias. Asimismo, las comprobaciones estructurales de flexión, cortante, fisuración y deformaciones de los elementos de hormigón armado verifican el cumplimiento de los criterios resistentes y de servicio.

Por tanto, el estribo cerrado de hormigón armado con cimentación superficial resulta válido para recibir las reacciones transmitidas por el tablero, contener el relleno del trasdós y transmitir al terreno las solicitaciones resultantes, quedando justificado su comportamiento resistente, funcional y geotécnico.

La verificación detallada de los esfuerzos, armaduras y comprobaciones se incorpora en el anexo de cálculo de los estribos.

9. PRUEBA DE CARGA

La prueba de carga se materializa en una prueba de carga estática del tablero, incluyendo la disposición de la sobrecarga, los puntos de medida, las fases de carga, las instrucciones de ejecución y los criterios de aceptación.

La prueba de carga tiene por objeto comprobar el comportamiento deformacional real del tablero una vez ejecutada la estructura, verificando que las flechas medidas bajo carga resultan compatibles con las previstas en el cálculo estructural. Para ello se emplearán camiones de carga conocida, dispuestos sobre el tablero de acuerdo con las hipótesis de carga establecidas.

La entrada de los camiones sobre la estructura se realizará de manera escalonada, efectuando la medición de flechas una vez dispuesta la totalidad de la carga correspondiente a cada hipótesis. El proceso de descarga se realizará, en general, mediante escalones análogos y en orden inverso al proceso de carga.

9.1. Puntos de medida

En los planos correspondientes a la prueba de carga se definirá de forma precisa la ubicación de los puntos de medida.

Como puntos característicos de control se seleccionarán los extremos laterales de la losa en secciones situadas cada $L/4$ de la longitud del vano, al considerarse puntos representativos del comportamiento deformacional del tablero.

Para una luz de cálculo del tablero de:

$$L = 25,00 \text{ m}$$

las secciones principales de control se situarán, de forma orientativa, en las siguientes posiciones longitudinales:

- **0,00 m**, en el entorno del eje de apoyo del estribo 1.
- **6,25 m**, correspondiente a $L/4$.
- **12,50 m**, correspondiente al centro de vano.
- **18,75 m**, correspondiente a $3L/4$.
- **25,00 m**, en el entorno del eje de apoyo del estribo 2.

En cada una de estas secciones se dispondrán puntos de medida en los extremos laterales del tablero, permitiendo controlar tanto la flecha vertical máxima como posibles efectos torsionales derivados de la disposición transversal de la carga.

Figura X: Disposición de puntos de medida para la prueba de carga. Fuente: Elaboración propia.

9.2. Sobrecarga de prueba

Para la realización de la prueba se considera el empleo de camiones de **32 t**, con una carga total por vehículo de:

$$P_{cam} = 320 \text{ kN}$$

El número máximo de camiones dispuesto simultáneamente sobre la estructura será:

$$n_{cam} = 4$$

Por tanto, el peso total máximo aplicado durante la prueba de carga será:

$$PPC = 4 \cdot 320 = 1280 \text{ kN}$$

La geometría y reparto de cargas por ejes del camión considerado se muestran en la figura correspondiente.

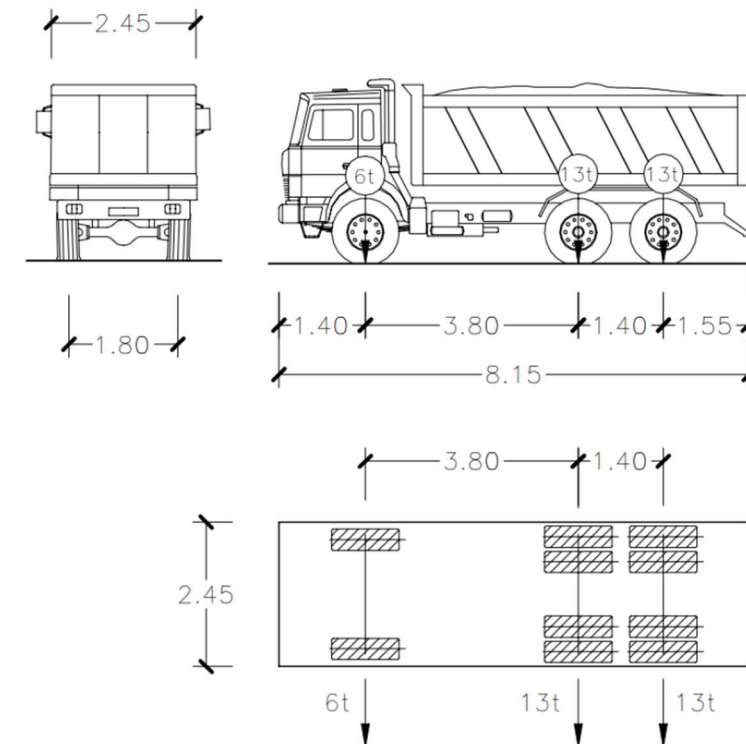


Figura 32: Camión utilizado en la prueba de carga (32t). Fuente: Proyecto original

Para comparar la carga aplicada durante la prueba con la sobrecarga vertical característica de cálculo del tablero, se adopta la definición de plataforma establecida en el apartado 4.1.1 de la IAP-11.

La sección funcional del tablero está formada por dos carriles de 3,50 m, dos arcenes laterales de 0,50 m y dos franjas exteriores de 1,00 m destinadas a la disposición del pretil y del cerramiento antivandálico. Al no existir aceras peatonales diferenciadas, no se considera una zona peatonal adicional en el cálculo de la sobrecarga vertical característica de referencia.

De este modo, la anchura de plataforma considerada para la división en carriles virtuales corresponde a la zona apta para el tráfico rodado, formada por los carriles y los arcenes:

$$w = 3,50 + 3,50 + 0,50 + 0,50 = 8,00 \text{ m}$$

De acuerdo con la tabla 4.1-a de la IAP-11, para una anchura de plataforma $w \geq 6,00 \text{ m}$, el número de carriles virtuales se obtiene como la parte entera de $w/3$, adoptando una anchura de carril virtual de 3,00 m. Por tanto:

$$n_l = \text{ent}(8,00 / 3,00) = 2$$

$$w_l = 3,00 \text{ m}$$

$$w_{Ar} = 8,00 - 2 \cdot 3,00 = 2,00 \text{ m}$$

La sobrecarga vertical característica total asociada al modelo de tráfico resulta:

Zona	Sobrecarga repartida (kN/m ²)	Anchura (m)	Longitud (m)	Resultante repartida (kN)	Vehículo pesado (kN)	Resultante total (kN)
Carril virtual 1	9	3	25	675	600	1275
Carril virtual 2	2,5	3	25	187,5	400	587,5
Área remanente	2,5	2	25	125	0	125
Total	—	—	—	987,5	1000	1987,5

Figura 33: Sobrecarga vertical característica total asociada al modelo de tráfico

Por tanto, la sobrecarga vertical total característica considerada como referencia es:

$$\text{RIAP} = 1987,50 \text{ kN}$$

Para la prueba de carga se considera el empleo de cuatro camiones de 32 t, con una carga total máxima aplicada de:

$$\text{PPC} = 4 \cdot 320 = 1280 \text{ kN}$$

El porcentaje de carga alcanzado en la prueba respecto a la sobrecarga característica resulta:

$$\text{PPC} / \text{RIAP} = 1280 / 1987,50 = 0,644 \approx 64 \%$$

Por tanto, la prueba de carga propuesta representa aproximadamente el **64 %** de la sobrecarga vertical característica considerada para la plataforma del tablero.

9.3. Fases de carga

Se considerarán dos hipótesis principales de prueba de carga, asociadas a las situaciones más representativas del comportamiento del tablero:

- **Hipótesis 1:** Disposición de camiones orientada a obtener la máxima flecha vertical del tablero.
- **Hipótesis 2:** Disposición de camiones orientada a generar el máximo efecto torsional en el tablero.

En cada hipótesis, la carga se aplicará de forma escalonada hasta alcanzar la disposición final de los camiones prevista. Una vez colocada la totalidad de la carga, se realizará la medición de flechas en los puntos definidos.

El proceso de carga se realizará introduciendo los camiones de forma progresiva, evitando que se produzcan efectos dinámicos no previstos sobre el tablero. Una vez estabilizado cada vehículo en su posición, podrá introducirse el siguiente camión hasta completar la hipótesis correspondiente.

Antes de materializar una nueva hipótesis de carga, será necesario proceder a la descarga total de la estructura, dejando estabilizar el tablero antes de iniciar el siguiente proceso de carga.

9.4. Instrucciones para la realización de la prueba

Para cada hipótesis de carga se medirán, al menos, las flechas en todas las secciones definidas para la prueba. Los camiones se colocarán en la posición indicada en cada caso, manteniéndose dicha posición durante **10 minutos** antes de efectuar la lectura correspondiente.

Tras cada escalón de carga se procederá a descargar la estructura y se dejarán transcurrir otros **10 minutos** antes de comenzar el siguiente escalón o hipótesis de carga.

Las flechas se medirán en los siguientes instantes:

- Antes de comenzar la prueba de carga.
- A los 10 minutos de haberse colocado los vehículos correspondientes a cada escalón de carga.
- 10 minutos después de retirar los vehículos en cada escalón de carga.
- Al día siguiente, a la misma hora en que se inició la medición de flechas.

Los aparatos empleados para la medición deberán tener una precisión mínima de:

0,1 mm

Antes de comenzar la prueba se comprobará mediante pesaje en báscula el peso total real de cada vehículo, debiendo quedar garantizado que su valor no se desvía en más de un **5 %** respecto al considerado en el proyecto de la prueba. Los justificantes de pesaje deberán conservarse e incorporarse al informe final de la prueba.

La posición de todos los vehículos para cada hipótesis deberá marcarse previamente sobre el tablero, de forma que su colocación pueda realizarse con suficiente precisión.

Antes del inicio de la prueba se realizará una inspección visual detallada de la estructura, identificando posibles fisuras o anomalías existentes. En caso de detectarse fisuras, se medirá su abertura y se marcarán los puntos correspondientes para poder realizar comprobaciones posteriores durante las fases de carga.

Durante la realización de la prueba, los movimientos de los vehículos se efectuarán lentamente, evitando efectos dinámicos no previstos. No se permitirá el movimiento simultáneo de más de un vehículo sobre el tablero durante las maniobras de carga y descarga.

Una vez estabilizado cada vehículo en su posición, podrá introducirse el siguiente sobre el tablero. Durante todo el proceso se observarán los aparatos de medida y se anotarán las lecturas más significativas.

Deberán registrarse, como mínimo, los siguientes datos:

- Hora exacta de cada operación realizada.
- Matrícula y características de los vehículos utilizados.
- Peso total y peso por ejes de cada vehículo.
- Posición de los vehículos en cada escalón de carga.
- Flechas calculadas y flechas medidas.
- Deformación remanente tras la descarga.
- Observaciones visuales realizadas durante la prueba.

9.5. Criterios de aceptación

En cada escalón de carga, las deformaciones medidas no deberán diferir en más de un **25 %** respecto a las deformaciones calculadas. En caso contrario, se repetirá el escalón de carga y las mediciones correspondientes antes de continuar con la prueba.

La deformación remanente obtenida tras descargar el tablero no deberá superar el **25 %** de la deformación producida por la sobrecarga total aplicada.

En caso de superarse dicho valor, se volverá a aplicar la totalidad de la sobrecarga. La nueva deformación remanente, medida **15 minutos** después de haber terminado la retirada de la carga, deberá ser inferior al **20 %** de la deformación producida por esta segunda aplicación de carga.

Si las deformaciones exceden los límites tolerados en más del **50 %**, no se considerará aceptable la puesta en servicio del tramo sin realizar previamente una revisión detallada del proyecto, de la ejecución de la estructura y de los resultados obtenidos durante la prueba.

Estos criterios permiten verificar que el tablero presenta un comportamiento esencialmente elástico frente a la carga aplicada y que no se producen deformaciones permanentes incompatibles con la puesta en servicio de la estructura.

9.6. Resultados

Los resultados de la prueba se recogerán en un informe específico, incluyendo las flechas medidas, las deformaciones remanentes, las posiciones reales de los vehículos y la comparación con los valores calculados.

Las flechas esperadas para cada hipótesis de carga se incluirán en los planos o tablas correspondientes de la prueba. Asimismo, se recogerán las cargas aplicadas, las reacciones obtenidas y los esfuerzos asociados a cada fase de carga.

El informe final de la prueba deberá incluir, como mínimo:

- La identificación de la estructura ensayada.
- La descripción de los vehículos empleados.
- Los justificantes de pesaje de los camiones.
- La posición de los vehículos en cada hipótesis de carga.
- Las lecturas de flecha iniciales, bajo carga y tras descarga.
- La comparación entre flechas medidas y flechas calculadas.
- La comprobación de deformaciones remanentes.
- Las observaciones realizadas durante la inspección visual.
- La conclusión sobre la aceptación de la prueba.

La prueba se considerará satisfactoria cuando las deformaciones medidas resulten coherentes con las calculadas y se cumplan los criterios de estabilización y remanencia indicados anteriormente.

Programa: CivileStudio

Versión: 46 - 31

Barcelona, 2020

CivileStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.

Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Licencia de uso concedida a: Universidad Politécnica de Valencia

Número de usuario: 11026

Proyecto:

Nombre del proyecto: *PS- 383.2*

Nombre de la estructura: *PS- 383.2*

Nombre del elemento estructural:

Tipo de estructura: *Vigas pretesadas*

Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*

Clase de estructura: *Tablero sin tierras*

Vida útil: *100 años*

Normativas:

Ámbito: *Normas europeas. Eurocódigos*

Unidades:

Sistema *S.I.*

Despiece:

Sistema Métrico Europeo

Módulo del programa:

Módulo *Tablero de vigas*

Nombre del archivo de proyecto:

Ruta de acceso: *c:\users\bruno\documents\upv\mención dual\proyecto\Auxiliar-ps-383.2_3\Tablero 1*

Informe:

Tipo de informe: *Informe de la Memoria de cálculo*

Informe generado el día 30-08-2026 a las 17:51:44.

Índice

1 DEFINICIÓN DEL PROYECTO

1.1 Ámbito normativo

1.2 Geometría

1.2.1 Definición de los contornos laterales

1.2.2 Definición de los ejes de apoyos

1.2.3 Definición de los ejes de vigas

1.2.4 Definición de la losa

1.2.5 Definición de las vigas

1.2.5.1 Contorno de la sección

1.2.5.2 Armadura pasiva perimetral

1.2.5.3 Propiedades geomecánicas de la sección

1.2.5.3.1 Secciones reales

1.2.5.3.2 Secciones eficaces

1.2.6 Geometría de vigas y losa en zona de apoyos

1.2.6.1 Culatas

1.2.6.2 Losa en apoyos

1.2.7 Coacciones en los apoyos

1.2.8 Situación de transporte / izado

1.3 Materiales

1.3.1 Hormigón Vigas

1.3.2 Hormigón Losa

1.3.3 Hormigón Prelosas

1.3.4 Acero de la armadura pasiva Vigas

1.3.5 Acero de la armadura pasiva Losa

1.3.6 Acero de la armadura activa del pretelado Vigas

1.4 Recubrimientos geométricos

1.5 Clases de exposición y fisuración

1.6 Calendario de ejecución

1.7 Definición del pretelado

1.8 Definición de la armadura pasiva

1.8.1 Armadura de flexión. Zona central.

1.8.2 Armadura de flexión. Zona de extremos.

1.9 Acciones

1.9.1 Acciones permanentes

1.9.2 Acciones variables

1.9.3 Acciones accidentales

1.10 Coeficientes de seguridad

1.10.1 Coeficientes de mayoración de las acciones, γ_F

1.10.2 Coeficientes de combinación

1.10.3 Flechas relativas admisibles

1.11 Configuración del cálculo

1.12 Tráfico. Cálculo de la losa

2 Modelo de viga simple (sin losa)

3 Modelo del tablero para el cálculo de las vigas

4 ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS EN LAS VIGAS

5 FUERZA DE PRETENSADO

5.1 Fuerzas de pretensado

- 5.1.1 Fuerza de pretensado a lo largo de cada cable en cada instante
- 5.1.2 Pérdidas de pretensado totales
- 5.1.3 Pérdidas de pretensado totales (%)

6 VERIFICACIÓN DEL EL ENCAJE TENSIONAL EN LAS VIGAS

- 6.1 Tensiones admisibles
- 6.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente
- 6.3 Situación persistente. Combinación frecuente
- 6.4 Situación persistente. Combinación característica
- 6.5 Resumen de verificaciones

7 VERIFICACIÓN DEL EL FISURACIÓN EN LAS VIGAS

- 7.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente
- 7.2 Situación persistente. Combinación frecuente
- 7.3 Situación persistente. Combinación característica
- 7.4 Resumen de verificaciones

8 ROTURA POR FLEXIÓN EN LAS VIGAS

- 8.1 Situación persistente. Enfoque 2
- 8.2 Situación accidental. Combinación sísmica
- 8.3 Resumen de verificaciones

9 ROTURA POR CORTANTE EN LAS VIGAS

- 9.1 Situación persistente. Enfoque 2
- 9.2 Situación accidental. Combinación sísmica
- 9.3 Resumen de armaduras
- 9.4 Resumen de verificaciones

10 ROTURA POR TORSIÓN EN LAS VIGAS

- 10.1 Comprobación del Estado Límite Último por torsión

- 10.1.1 Situación persistente. Enfoque 2
- 10.1.2 Situación accidental. Combinación sísmica
- 10.2 Comprobación de la Interacción Cortante - Torsión
 - 10.2.1 Situación persistente. Enfoque 2
 - 10.2.2 Situación accidental. Combinación sísmica
- 10.3 Resumen de armaduras
- 10.4 Resumen de verificaciones

11 RASANTE VIGA - LOSA

- 11.1 Resumen de armaduras
- 11.2 Resumen de verificaciones

12 RASANTE EN EL ALA INFERIOR DE LAS VIGAS

- 12.1 Resumen de armaduras
- 12.2 Resumen de verificaciones

13 RASANTE EN EL ALA SUPERIOR DE LAS VIGAS

- 13.1 Resumen de armaduras
- 13.2 Resumen de verificaciones

14 Flechas

- 14.1 Flechas características
- 14.2 Situación persistente. Combinación característica
- 14.3 Verificación de flechas
 - 14.3.1 Resumen de verificaciones

15 Giros

- 15.1 Giros característicos
- 15.2 Situación persistente. Combinación característica

17 CÁLCULO DE LA CUANTÍA DE ACERO EN LAS VIGAS

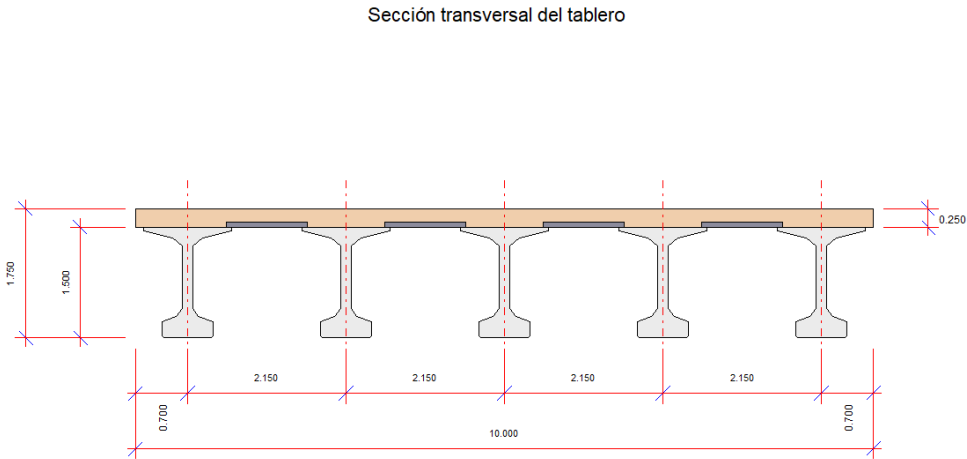
- 17.1 Cálculo de la armadura de difusión del pretensado
- 17.2 Resumen de cuantías de armadura transversal

1 DEFINICIÓN DEL PROYECTO

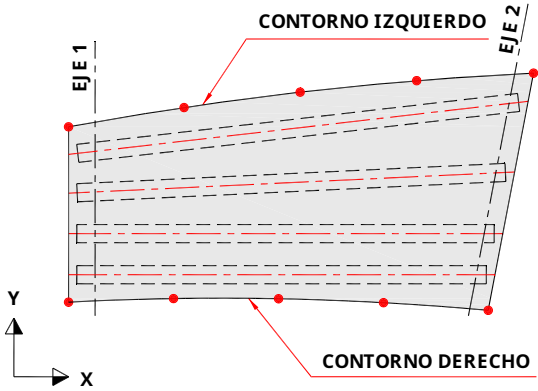
1.1 Ámbito normativo

EN 1990. Bases del diseño estructural. 2002
EN 1990 Anexo A2. Bases del diseño estructural. Aplicación para puentes. 2002
EN 1991-1-1. Acciones en estructuras. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios. 2002
EN 1991-1-3. Acciones en estructuras. Nieve. 2003
EN 1991-1-4. Acciones en estructuras. Viento. 2005
EN 1991-1-5. Acciones en estructuras. Temperatura. 2003
EN 1991-1-6. Acciones en estructuras. Construcción. 2005
EN 1991-1-7. Acciones en estructuras. Acciones accidentales. 2006
EN 1991-2. Acciones en estructuras. Cargas de tráfico en puentes. 2003
EN 1992-1-1. Diseño de estructuras de hormigón. Diseño general de hormigón. 2004
EN 1998-1. Diseño de estructuras para resistencia a terremotos. Terremoto, reglas generales. 2004
EN 1998-2. Diseño de estructuras para resistencia a terremotos. Puentes. 2005

1.2 Geometría



1.2.1 Definición de los contornos laterales



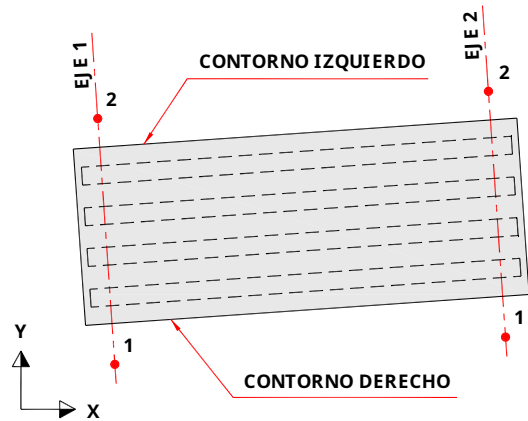
Contorno izquierdo:

Punto	X (m)	Y (m)
1	10.000	10.000
2	35.000	10.000

Contorno derecho:

Punto	X (m)	Y (m)
1	10.000	0.000
2	35.000	0.000

1.2.2 Definición de los ejes de apoyos



Coordenadas en planta de los ejes de apoyos :

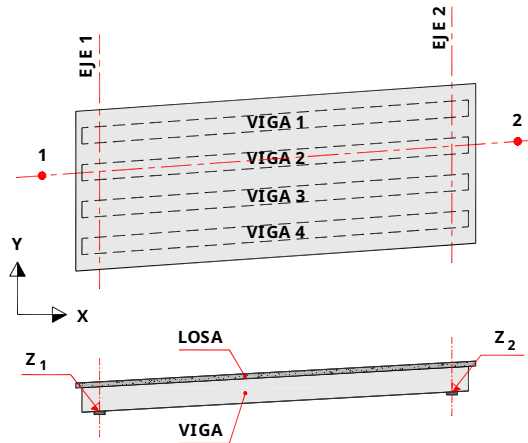
Eje	Punto 1		Punto 2	
	X ₁ (m)	Y ₁ (m)	X ₂ (m)	Y ₂ (m)
1	10.000	0.000	10.000	10.000
2	35.000	0.000	35.000	10.000

1.2.3 Definición de los ejes de vigas

Losa definida a través de:

Espesor mínimo de losa : 0.250 m

Espesor de la losa en los voladizos : 0.250 m



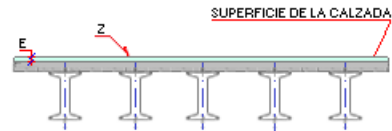
Coordenadas en planta de las vigas:

Viga	Punto 1			Punto 2			Longitudes	
	X ₁ (m)	Y ₁ (m)	Z ₁ (m)	X ₂ (m)	Y ₂ (m)	Z ₂ (m)	L _{cálculo} (m)	L _{total} (m)

1	10.000	9.300	98.200	35.000	9.300	98.200	25.000	26.000
2	10.000	7.150	98.200	35.000	7.150	98.200	25.000	26.000
3	10.000	5.000	98.200	35.000	5.000	98.200	25.000	26.000
4	10.000	2.850	98.200	35.000	2.850	98.200	25.000	26.000
5	10.000	0.700	98.200	35.000	0.700	98.200	25.000	26.000

1.2.4 Definición de la losa

Superficie de calzada y pavimento

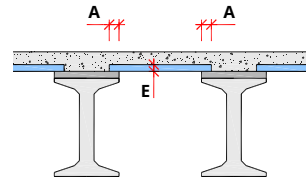


Superficie de la calzada de cota constante

Cota : 100.000 m

No se dispone la prelosa en las zonas de los voladizos

Definición de las prelosas



Se dispone prelosa

Anchura de apoyo : 0.070 m

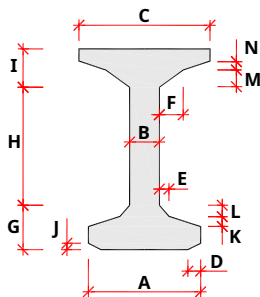
Espesor de la prelosa : 0.070 m

1.2.5 Definición de las vigas

Viga	Tipo	Catálogo	Nombre
1	Doble T	Precon	DT-PRE-150-120-B
2	Doble T	Precon	DT-PRE-150-120-B
3	Doble T	Precon	DT-PRE-150-120-B
4	Doble T	Precon	DT-PRE-150-120-B
5	Doble T	Precon	DT-PRE-150-120-B

1.2.5.1 Contorno de la sección

Sección DT-PRE-150-120-B :



Parámetro	Valor (mm)
A	700
B	150
C	1200
D	30
E	75
F	125
G	400
H	850
I	250
J	30
K	70
L	110
M	100
N	100

1.2.5.2 Armadura pasiva perimetral

Sección DT-PRE-150-120-B :

Valores calculados por el programa.

1.2.5.3 Propiedades geomecánicas de la sección

Instante	Descripción
I1	Tras la transferencia del pretelado
I2	Tras el hormigonado de la losa
I3	Tras la disposición de la superestructura
I4	Tras la apertura al tráfico
I5	A tiempo infinito

En los informes se utilizan las siguientes definiciones y notaciones:

- Sección bruta : Sección de hormigón homogeneizada sin considerar la armadura pasiva ni la activa.
- Sección neta : Se corresponde con la sección bruta pero añadiendo los huecos de las vainas de postesado.
- Sección homogeneizada : Se añade a la sección neta la armadura activa que ya está inyectada en instantes anteriores, que se homogeneiza respecto del hormigón.
- A : Área de la sección.
- I_x : Momento de inercia respecto del eje horizontal que pasa por el centro de gravedad.
- V_i : Distancia del centro de gravedad a la fibra inferior de la sección.

1.2.5.3.1 Secciones reales

Las secciones siguientes NO incluyen la reducción del ancho de losa asociada al coeficiente de ancho eficaz. Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I2	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I3	1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083
I4	1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083
I5	1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083

Viga 2

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I2	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I3	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120
I4	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120
I5	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120

Viga 3

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I2	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I3	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120
I4	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120
I5	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120

Viga 4

		Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
Instante	Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I2	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I3	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120
I4	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120
I5	1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120

Viga 5

Instante	Canto	Sección real bruta			Sección real neta			Sección real homogeneizada		
		A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
I1	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I2	1.500	0.508	0.159	-0.741	0.503	0.157	-0.746	0.529	0.169	-0.720
I3	1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083
I4	1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083
I5	1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083

1.2.5.3.2 Secciones eficaces

Las secciones siguientes SI incluyen la reducción del ancho de losa asociada al coeficiente de ancho eficaz. Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083

Viga 2

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120

Viga 3

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120

Viga 4

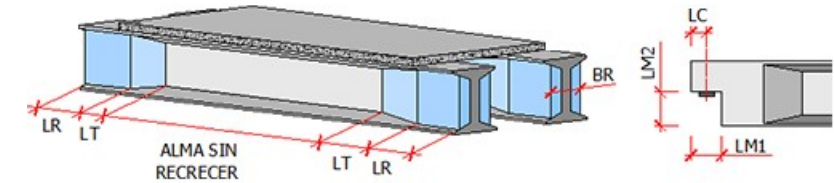
	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de		
--	---	--	--	--	--	--	--	--	--

				servicio					
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.750	0.914	0.343	-1.141	0.909	0.338	-1.146	0.935	0.365	-1.120

Viga 5

	Sección eficaz bruta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz neta viga+losa para estado límite de servicio			Sección eficaz homogeneizada viga+losa para estado límite de servicio		
Canto	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i	A	I _x	V _i
(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)	(m ²)	(m ⁴)	(m)
1.750	0.855	0.326	-1.104	0.850	0.321	-1.110	0.876	0.346	-1.083

1.2.6 Geometría de vigas y losa en zona de apoyos



1.2.6.1 Culatas

Eje	Viga	Longitud (LC) (m)
1	1	0.500
1	2	0.500
1	3	0.500
1	4	0.500
1	5	0.500
2	1	0.500
2	2	0.500
2	3	0.500
2	4	0.500
2	5	0.500

1.2.6.2 Losa en apoyos

Tipo de junta en el eje 1: junta de dilatación

Distancia de los ejes de apoyos al borde de la losa en el eje 1 : 0.400 m

Tipo de junta en el eje 2: junta de dilatación

Distancia de los ejes de apoyos al borde de la losa en el eje 2 : 0.400 m

1.2.7 Coacciones en los apoyos

Viga	Apoyo	Vinculación	Constantes de rigidez elástica				
			Movimientos horizontales		Movimiento vertical	Giros	
			Ku ₁ (kN/m)	Ku ₂ (kN/m)		Kg ₁ (kNm/rad)	Kg ₂ (kNm/rad)
1	1	Apoyo fijo					
1	2	Apoyo fijo					
2	1	Apoyo fijo					
2	2	Apoyo fijo					
3	1	Apoyo fijo					
3	2	Apoyo fijo					
4	1	Apoyo fijo					
4	2	Apoyo fijo					
5	1	Apoyo fijo					
5	2	Apoyo fijo					

1.2.8 Situación de transporte / izado

Coeficiente de impacto en situación de transporte : 2.000

1.3 Materiales

1.3.1 Hormigón Vigas

Denominación: C50/60

Resistencia característica a compresión, f_{ck} : 50.0 MPa
Módulo elástico secante, E_{cm} : 37277.9 MPa

Diagrama parábola-rectángulo:

Deformación de rotura a compresión simple, ε_{c2} : 0.00200
Deformación de rotura en flexión, ε_{cu2} : 0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, ε_s : -0.01000

Coeficientes de seguridad:

ELServicio, γ_c : 1.00
ELU, situación persistente, γ_c : 1.50
ELU, situación accidental, γ_c : 1.20

1.3.2 Hormigón Losa

Denominación: C30/37

Resistencia característica a compresión, f_{ck} : 30.0 MPa
Módulo elástico secante, E_{cm} : 32836.6 MPa

Diagrama parábola-rectángulo:

Deformación de rotura a compresión simple, ε_{c2} : 0.00200
Deformación de rotura en flexión, ε_{cu2} : 0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, ε_s : -0.01000

Coeficientes de seguridad:

ELServicio, γ_c : 1.00
ELU, situación persistente, γ_c : 1.50
ELU, situación accidental, γ_c : 1.20

1.3.3 Hormigón Prelosas

Denominación: C30/37

Resistencia característica a compresión, f_{ck} : 30.0 MPa
Módulo elástico secante, E_{cm} : 32836.6 MPa

Diagrama parábola-rectángulo:

Deformación de rotura a compresión simple, ε_{c2} : 0.00200
Deformación de rotura en flexión, ε_{cu2} : 0.00350
Deformación máxima en armadura traccionada, ε_s : -0.01000

Coeficientes de seguridad:

ELServicio, γ_c : 1.00
ELU, situación persistente, γ_c : 1.50
ELU, situación accidental, γ_c : 1.20

1.3.4 Acero de la armadura pasiva Vigas

Denominación: B-500-S

Módulo de deformación longitudinal del acero, E_s : 200000 MPa
Deformación última en compresión, ε_{uk,1} : 0.01000
Deformación última en tracción, ε_{uk,2} : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coeficientes de seguridad:

ELServicio, γ_s : 1.00
ELU, situación persistente, γ_s : 1.15
ELU, situación accidental, γ_s : 1.00

1.3.5 Acero de la armadura pasiva Losa

Denominación: B-500-S

Módulo de deformación longitudinal del acero, E_s : 200000 MPa
Deformación última en compresión, ε_{uk,1} : 0.01000
Deformación última en tracción, ε_{uk,2} : -0.01000
Densidad del acero, γ : 77.0 kN/m³

Coeficientes de seguridad:

ELServicio, γ_s : 1.00
ELU, situación persistente, γ_s : 1.15
ELU, situación accidental, γ_s : 1.00

1.3.6 Acero de la armadura activa del pretesado Vigas

Denominación: Y 1860 C

Límite elástico característico, $f_{p0,1k}$	:	1670	MPa
Módulo de deformación longitudinal, E_p	:	195000	MPa
Deformación última en compresión, $\epsilon_{uk,1}$	:	0.02000	
Deformación última en tracción, $\epsilon_{uk,2}$	:	-0.02000	
Densidad del acero, γ	:	77.0	kN/m ³

Coeficientes de seguridad:

ELServicio, γ_s	:	1.00
ELU, situación persistente, γ_s	:	1.15
ELU, situación accidental, γ_s	:	1.00

Parámetros de relajación :

Parámetro de relajación, a	:	0.660000
Parámetro de relajación, b	:	9.090000
Relajación a 1000 horas después del tesado, ρ_{1000}	:	2.50000 %

$$\rho = a \rho_{1000} e^{b\mu} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-3}$$

ρ : relajación del acero a longitud constante (%)
 μ : proporción de la tensión de trabajo respecto a la tensión unitaria máxima
 t : tiempo después del tesado (horas)

1.4 Recubrimientos geométricos

Vigas	:	25	mm
Losa	:	35	mm
Prelosas	:	30	mm

1.5 Clases de exposición y fisuración

Vigas:		
Ambiente: XC4		
Anchura de fisura admisible	:	0.20 mm

Losa:		
Ambiente: XC4		
Anchura de fisura admisible	:	0.30 mm

1.6 Calendario de ejecución

Operación	Día
Día en que se hormigonan las vigas	0
Día en que se transfiere el pretresado en el parque de vigas	28
Día en que se hormigona la losa	30
Día en que se aplica la carga permanente sobre la losa	58

1.7 Definición del pretresado

Viga 1

- Definición de los cordones :

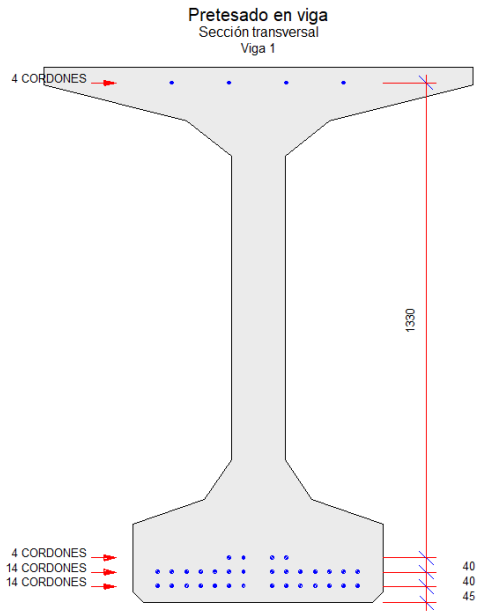
Fila	Cota Y (mm)	Área del cordón (mm ²)	Diámetro nominal (mm)	Nº de cordones	Longitud entubamie nto (m)	Longitud del quiebro (m)	Altura del quiebro (m)
1	45	140.0	15	4	1.000	0.000	0.000
2	45	140.0	15	10	0.000	0.000	0.000
3	85	140.0	15	14	4.000	0.000	0.000
4	125	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000
5	1455	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretresado

Pérdidas antes de la transferencia 6 mm/100m

Tensión inicial de tesado	:	1330.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia	:	1318.30 MPa



Viga 2

- Definición de los cordones :

Fila	Cota Y (mm)	Área del cordón (mm ²)	Diámetro nominal (mm)	Nº de cordones	Longitud entubamie nto (m)	Longitud del quiebro (m)	Altura del quiebro (m)
1	45	140.0	15	4	1.000	0.000	0.000

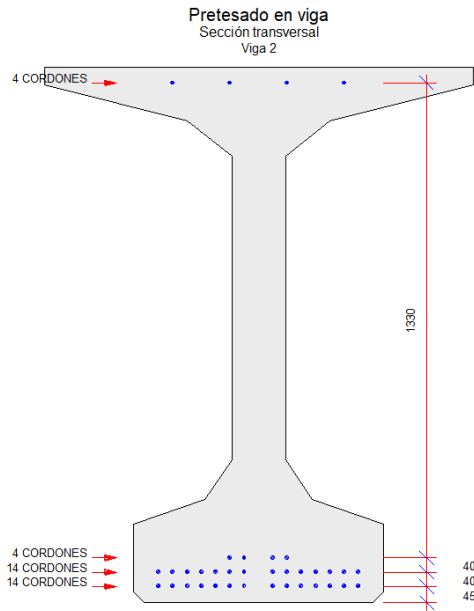
2	45	140.0	15	10	0.000	0.000	0.000
3	85	140.0	15	14	4.000	0.000	0.000
4	125	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000
5	1455	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretresado

Pérdidas antes de la transferencia 6 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1330.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1318.30 MPa



Viga 3

- Definición de los cordones :

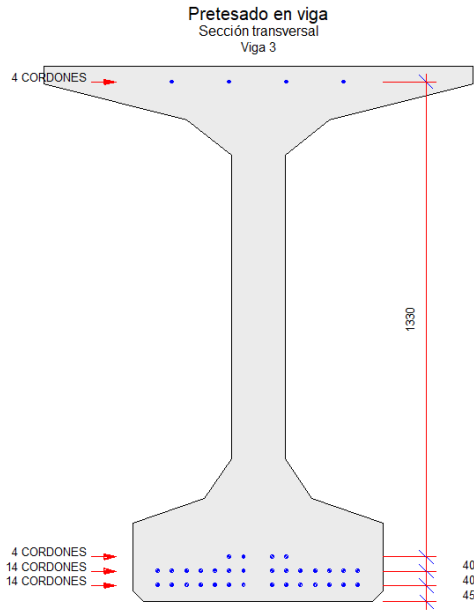
Fila	Cota Y (mm)	Área del cordón (mm ²)	Diámetro nominal (mm)	Nº de cordones	Longitud entubamie nto (m)	Longitud del quiebro (m)	Altura del quiebro (m)
1	45	140.0	15	4	1.000	0.000	0.000
2	45	140.0	15	10	0.000	0.000	0.000
3	85	140.0	15	14	4.000	0.000	0.000
4	125	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000
5	1455	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretresado

Pérdidas antes de la transferencia 6 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1330.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1318.30 MPa



Viga 4

- Definición de los cordones :

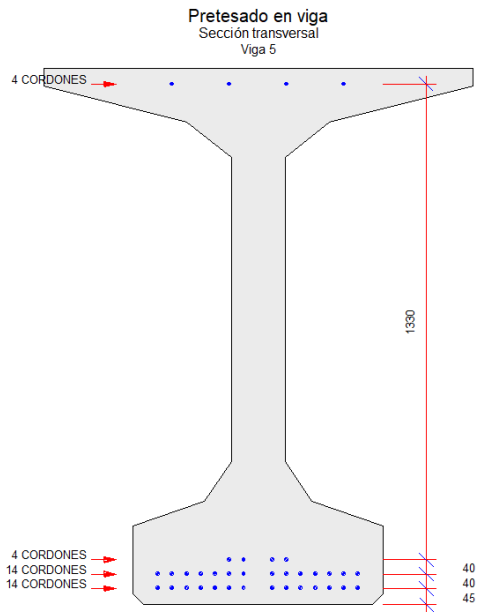
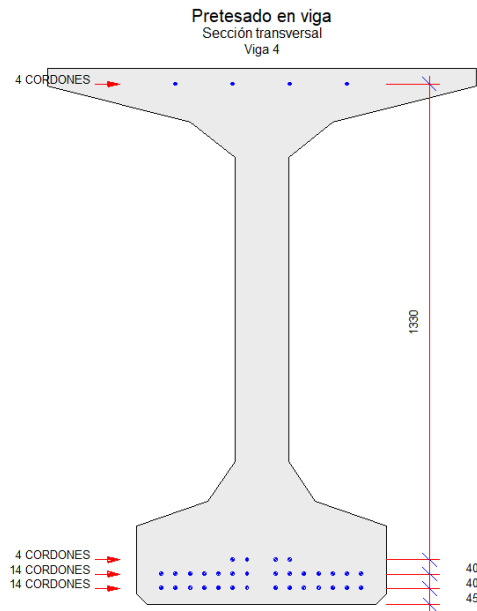
Fila	Cota Y (mm)	Área del cordón (mm ²)	Diámetro nominal (mm)	Nº de cordones	Longitud entubamie nto (m)	Longitud del quiebro (m)	Altura del quiebro (m)
1	45	140.0	15	4	1.000	0.000	0.000
2	45	140.0	15	10	0.000	0.000	0.000
3	85	140.0	15	14	4.000	0.000	0.000
4	125	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000
5	1455	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretresado

Pérdidas antes de la transferencia 6 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1330.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1318.30 MPa



Viga 5

- Definición de los cordones :

Fila	Cota Y (mm)	Área del cordón (mm ²)	Diámetro nominal (mm)	Nº de cordones	Longitud entubamie nto (m)	Longitud del quiebro (m)	Altura del quiebro (m)
1	45	140.0	15	4	1.000	0.000	0.000
2	45	140.0	15	10	0.000	0.000	0.000
3	85	140.0	15	14	4.000	0.000	0.000
4	125	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000
5	1455	140.0	15	4	0.000	0.000	0.000

- Fuerza de tesado :

Introducción rápida del pretesado

Pérdidas antes de la transferencia 6 mm/100m

Tensión inicial de tesado : 1330.00 MPa
Tensión final de tesado después de las pérdidas de transferencia : 1318.30 MPa

1.8 Definición de la armadura pasiva

1.8.1 Armadura de flexión. Zona central.

Viga 1

Valores calculados por el programa.

Viga 2

Valores calculados por el programa.

Viga 3

Valores calculados por el programa.

Viga 4

Valores calculados por el programa.

Viga 5

Valores calculados por el programa.

1.8.2 Armadura de flexión. Zona de extremos.

Viga 1

Valores calculados por el programa.

Viga 2

Valores calculados por el programa.

Viga 3

Valores calculados por el programa.

Viga 4

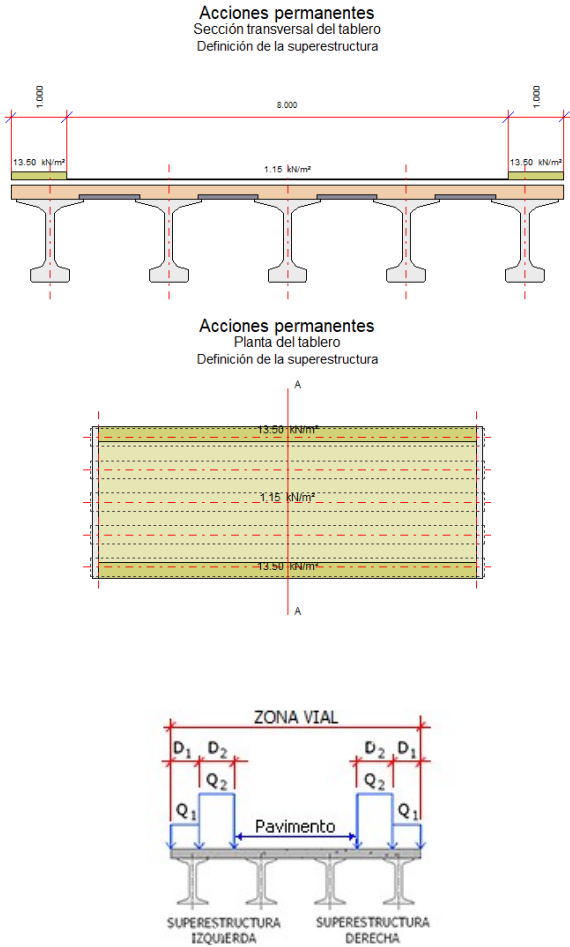
Valores calculados por el programa.

Viga 5

Valores calculados por el programa.

1.9 Acciones

1.9.1 Acciones permanentes



Se consideran 2 hipótesis de carga superficial:

Valor mínimo : $Q_{\min} = Q$
Valor máximo : $Q_{\max} = Q \cdot (1 + \text{Incremento}/100)$

Superestructura en borde izquierdo:

Tramo	Ancho D (m)	Carga superficial Q (kN/m ²)	Incremento (%)
1	1.000	13.50	0.0

Superestructura en borde derecho:

Tramo	Ancho D (m)	Carga superficial Q (kN/m ²)	Incremento (%)
1	1.000	13.50	0.0

Pavimento:

Peso del pavimento : 1.15 kN/m²

Incremento de carga del pavimento : 50.0 %

Acciones reológicas:

Humedad relativa : 60.0 %

Coefficientes de retracción y fluencia:

Viga 1

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.451
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.461

PV Peso propio de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.451
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.461

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.413
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.442

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.422
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.425

PV Peso propio de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.422
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.425

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.387
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.406

PL Peso propio de la losa y recrecido de la losa

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.387
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.406

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa

Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.240

Coefficiente de retracción en el instante de tesado : 13.164

Coefficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima : 13.164

Coefficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima : 13.164

Coefficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima : 40.295

Coefficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima : 38.308

Valores multiplicados por 100000
Viga 2

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.451
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.461

PV Peso propio de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.451
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.461

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.413
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.442

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.422
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.425

PV Peso propio de la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.422
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.425

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.387
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.406

PL Peso propio de la losa y recrecido de la losa

Coefficiente de fluencia en el instante de fraguado : 0.387
Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.406

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa

Coefficiente de fluencia a tiempo infinito : 1.240

Coefficiente de retracción en el instante de tesado : 13.164

Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	1!
Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	1
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	40.295
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	38.308

Valores multiplicados por 100000
Viga 3

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.451
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.461

PV Peso propio de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.451
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.461

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.413
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.442

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.422
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.425

PV Peso propio de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.422
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.425

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.387
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.406

PL Peso propio de la losa y recrecido de la losa

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.387
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.406

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa

Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.240
---	---	-------

Coeficiente de retracción en el instante de tesado	:	13.164
--	---	--------

Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	1!
Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	1
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	40.295
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	38.308

Valores multiplicados por 100000
Viga 4

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.451
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.461

PV Peso propio de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.451
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.461

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.413
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.442

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.422
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.425

PV Peso propio de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.422
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.425

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.387
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.406

PL Peso propio de la losa y recrecido de la losa

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.387
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.406

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa

Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.240
---	---	-------

Coeficiente de retracción en el instante de tesado	:	13.164
--	---	--------

Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	1!
Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	1
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	40.295
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	38.308

Valores multiplicados por 100000
Viga 5

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.451
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.461

PV Peso propio de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.451
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.461

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.413
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.442

Acciones que actúan sobre la sección de la viga. Perímetro de la viga aislada con la losa encima

PI Pretensado instantáneo de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.422
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.425

PV Peso propio de la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.422
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.425

SE1 Cargas permanentes sobre la viga

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.387
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.406

PL Peso propio de la losa y recrecido de la losa

Coeficiente de fluencia en el instante de fraguado	:	0.387
Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.406

Acciones que actúan sobre la sección de la viga + losa

SE2 Cargas permanentes sobre la viga + losa

Coeficiente de fluencia a tiempo infinito	:	1.240
---	---	-------

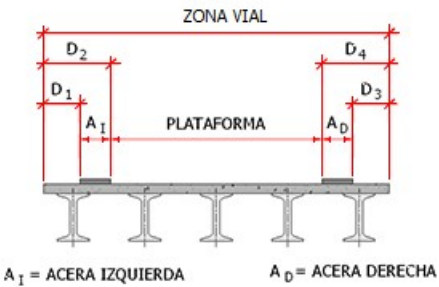
Coeficiente de retracción en el instante de tesado	:	13.164
--	---	--------

Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	13
Coeficiente de retracción en el instante de fraguado. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	1
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada sin la losa encima	:	40.295
Coeficiente de retracción a tiempo infinito. Perímetro de la viga aislada con la losa encima	:	38.308

Valores multiplicados por 100000

1.9.2 Acciones variables

- Definición de la zona vial :



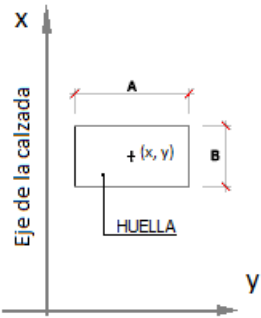
Distancia D ₁	:	0.000 m
Distancia D ₂	:	0.000 m
Distancia D ₃	:	0.000 m
Distancia D ₄	:	0.000 m

Tráfico sobre plataforma:

- Ancho de los carriles :

Punto	Ancho de plataforma (m)	Ancho de carril (m)
1	0.000	0.000
2	3.000	3.000
3	5.399	3.000
4	5.400	2.700
5	6.000	3.000
6	1000.000	3.000

- Definición de las ruedas del vehículo pesado :



Rueda	X (m)	Y (m)
1	0.000	-1.000
2	0.000	1.000
3	1.200	-1.000
4	1.200	1.000

- Huellas de las ruedas del vehículo pesado :

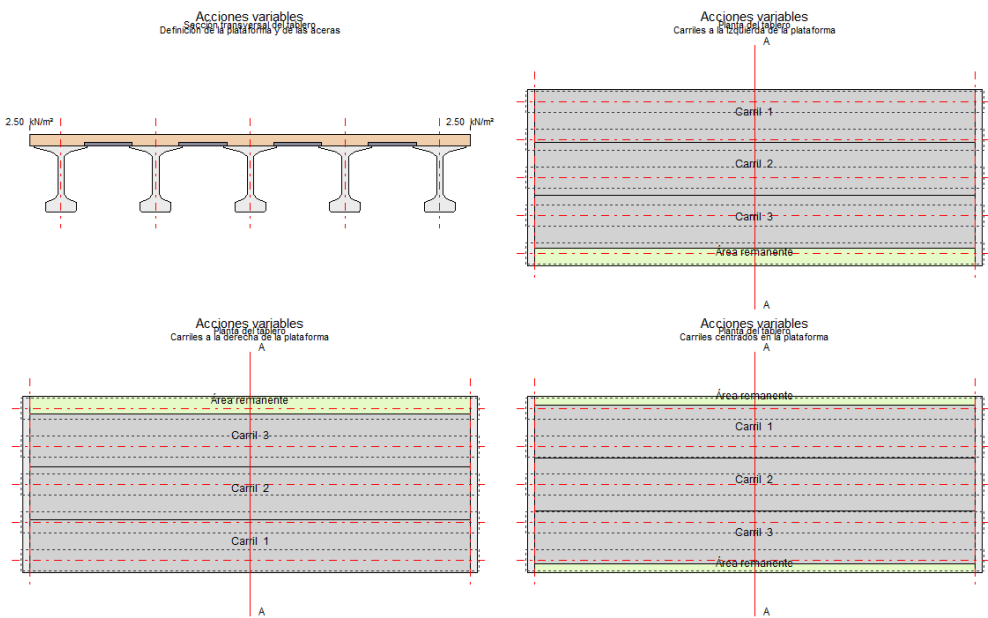
Anchura, A : 0.400 m
Longitud, B : 0.400 m

- Valores característicos de las cargas :

Situación	Carga por rueda (kN)	Sobrecarga repartida (kN/m ²)
Carril número 1	150.00	9.00
Carril número 2	100.00	2.50
Carril número 3	50.00	2.50
Resto de carriles	0.00	2.50
Área remanente	0.00	2.50

Modelo de cargas LM2:

No se ha considerado el modelo LM2 en el cálculo



Gradiente térmico:

Máxima diferencia térmica entre cara superior e inferior : 15.0 °C
Máxima diferencia térmica entre cara inferior y superior : 8.0 °C

1.9.3 Acciones accidentales

Sismo

Fuerzas sísmicas calculadas por el programa

Nombre del sismo : PS383.2

Definición del espectro según normativa.
Método de combinación modal CQC.

Definición del sismo

Definición de la acción sísmica :

Aceleración sísmica, a_{gR} : 0.874 m/s²
Factor de importancia : 1.000

Sismo longitudinal : espectro elástico.
Sismo transversal : espectro elástico.
Sismo vertical : espectro elástico.

Tipo de suelo : C

Tipo de espectro; Tipo 1 (ap. 3.2.2.2 EN-1998-1 : 2004)

Espectro de aceleraciones

Índice de amortiguamiento, ξ : 5.00000 %
Valor mínimo del espectro reducido: 0.200

Factor de comportamiento, q

Sismo longitudinal, q_L : 1.000
Sismo transversal, q_T : 1.000
Sismo vertical, q_v : 1.000

Parámetros sísmicos del empuje de tierras y de las fuerzas inerciales

Coefficiente sísmico horizontal :

$K_h = a_g \cdot S / g \cdot r$
 r : 1.000

Coefficiente sísmico vertical :

$K_v = K_h / \beta_1$ si $a_{vg} / a_g = 0.900 > 0.6$
 $K_v = K_h / \beta_2$ si $a_{vg} / a_g = 0.900 \leq 0.6$
 β_1 : 2.000
 β_2 : 3.000

Empujes sísmicos sobre estructuras de contención de tierras :

El agua intersticial vibra conjuntamente con el esqueleto sólido del suelo.

Viga 1

Punto	Fuerza (kN)
1	0.00
2	1.44
3	2.84
4	4.17
5	5.39
6	6.49
7	7.42
8	8.17
9	8.73
10	9.06
11	9.17
12	9.06
13	8.73
14	8.17
15	7.42
16	6.49
17	5.39
18	4.17
19	2.84
20	1.44
21	0.00

Viga 2

Punto	Fuerza (kN)
1	0.00
2	1.44

3	2.84
4	4.17
5	5.39
6	6.49
7	7.42
8	8.17
9	8.73
10	9.06
11	9.17
12	9.06
13	8.73
14	8.17
15	7.42
16	6.49
17	5.39
18	4.17
19	2.84
20	1.44
21	0.00

Viga 3

Punto	Fuerza (kN)
1	0.00
2	1.44
3	2.84
4	4.17
5	5.39
6	6.49
7	7.42
8	8.17
9	8.73
10	9.06
11	9.17
12	9.06
13	8.73
14	8.17
15	7.42
16	6.49
17	5.39
18	4.17
19	2.84
20	1.44
21	0.00

Viga 4

Punto	Fuerza (kN)
1	0.00
2	1.44
3	2.84
4	4.17
5	5.39
6	6.49
7	7.42
8	8.17
9	8.73
10	9.06

11	9.17
12	9.06
13	8.73
14	8.17
15	7.42
16	6.49
17	5.39
18	4.17
19	2.84
20	1.44
21	0.00

Viga 5

Punto	Fuerza (kN)
1	0.00
2	1.44
3	2.84
4	4.17
5	5.39
6	6.49
7	7.42
8	8.17
9	8.73
10	9.06
11	9.17
12	9.06
13	8.73
14	8.17
15	7.42
16	6.49
17	5.39
18	4.17
19	2.84
20	1.44
21	0.00

No se ha definido la acción

1.10 Coeficientes de seguridad

1.10.1 Coeficientes de mayoración de las acciones, γ_F

ESTADOS LÍMITE ESTRUCTURALES						
	Estado límite de servicio		Estado límite último			
			Situación persistente		Situación accidental	
Coeficiente	Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.	Favor.	Desfavor.
Pretesado instantáneo	0.90	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Postesado instantáneo	0.90	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
Pérdidas de pretesado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Pérdidas de postesado	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Peso propio de las vigas	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de la losa	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Peso propio de las riostras	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00

Peso propio de las tierras	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Superestructura	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Descenso de apoyos	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Reología	1.00	1.00	1.00	1.35	1.00	1.00
Tráfico en aceras	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Tráfico en plataforma	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Frenado	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Fuerza centrífuga	0.00	1.00	0.00	1.35	0.00	1.00
Viento vertical	0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Temperatura	0.00	1.00	0.00	1.50	0.00	1.00
Sismo	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
Impactos de vehículos	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

1.10.2 Coeficientes de combinación

Acción	ψ ₀	ψ ₁	ψ ₂
gr ₁ , vehículos pesados	0.75	0.75	0.00
gr ₁ , sobrecarga uniforme	0.40	0.40	0.00
gr ₁ , carga en aceras	0.40	0.40	0.00
gr ₂ , fuerzas horizontales	0.00	0.00	0.00
Viento	0.60	0.20	0.00
Temperatura	0.60	0.60	0.50

ψ₂ para la sobrecarga uniforme en situación sísmica : : 0.20

1.10.3 Flechas relativas admisibles

Valor frecuente de la sobrecarga de uso. f < 1 / 0.001

1.11 Configuración del cálculo

Coeficientes de anchura eficaz :

Valores calculados de acuerdo con la normativa

Efectos diferidos internos de compatibilización :

Se considera la compatibilización de deformaciones por retracción entre viga y losa.

Se considera la compatibilización de deformaciones por fluencia entre viga y losa.

Factor F_j con que multiplicar los esfuerzos internos : Se aplica el factor calculado por el programa.

Cálculo a rotura por flexión :

La prelosa no colabora en la sección resistente de la losa en dirección longitudinal.

La prelosa colabora en la sección resistente de la losa en dirección transversal.

Cálculo a rotura por cortante y torsión :

El ángulo de inclinación de las bielas de compresión para el cálculo a cortante y torsión, se define en una serie de puntos equidistantes entre los extremos de las vigas :

Viga 1

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 2

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 3

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 4

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

Viga 5

Punto	Ángulo Teta (°)
1	45.0

En el cálculo a torsión se consideran independientemente la viga y la losa.

Cálculo a rasante viga - losa

El cálculo se realiza a partir del momento de rotura.

Posiciones del vehículo para el cálculo de las vigas

Número de posiciones en cada carril : 11

Posiciones del vehículo para el cálculo de la losa

Número de posiciones longitudinales : 5
Desplazamiento transversal del vehículo : 0.500 m

Calculo tensional en las vigas

El cálculo tensional en las vigas utiliza las secciones homogeneizadas.

1.12 Tráfico. Cálculo de la losa

Posiciones del vehículo para el cálculo de la losa

Posiciones de los vehículos para el cálculo de las reacciones en pilas y estribos calculadas por el programa

Número de posiciones longitudinales : 5
Desplazamiento transversal del vehículo : 0.500 m

2 Modelo de viga simple (sin losa)

Para el cálculo de la viga simple (antes de fraguar la losa) se adopta un modelo de viga biapoyada discretizada en 10 barras equiespaciadas.

3 Modelo del tablero para el cálculo de las vigas

Para el cálculo de las vigas, una vez fraguada la losa, se adopta un modelo de emparrillado plano formado por barras longitudinales que modelizan la viga más losa, y por barras transversales que modelizan la losa del tablero.

4 ESFUERZOS CARACTERÍSTICOS EN LAS VIGAS

Se listan los valores mínimos y máximos a lo largo de cada viga.

Acción	Viga	Axil (kN)		Flector (kNm)		Cortante (kN)		Torsor (kNm)	
		Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.	Min.	Max.
PV	1	0.0	0.0	-1.6	990.3	-158.6	158.6	0.0	0.0
PV	2	0.0	0.0	-1.6	990.3	-158.6	158.6	0.0	0.0
PV	3	0.0	0.0	-1.6	990.3	-158.6	158.6	0.0	0.0
PV	4	0.0	0.0	-1.6	990.3	-158.6	158.6	0.0	0.0
PV	5	0.0	0.0	-1.6	990.3	-158.6	158.6	0.0	0.0
PL	1	0.0	0.0	-1.4	865.3	-138.6	138.6	-16.5	16.5
PL	2	0.0	0.0	-1.7	1048.1	-167.8	167.8	0.0	0.0
PL	3	0.0	0.0	-1.7	1048.1	-167.8	167.8	0.0	0.0
PL	4	0.0	0.0	-1.7	1048.1	-167.8	167.8	0.0	0.0
PL	5	0.0	0.0	-1.4	865.3	-138.6	138.6	-16.5	16.5
PI	1	0.0	6087.6	-2916.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	2	0.0	6087.6	-2916.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	3	0.0	6087.6	-2916.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	4	0.0	6087.6	-2916.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PI	5	0.0	6087.6	-2916.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
SE	1	0.0	0.0	-3.0	832.2	-139.2	139.2	-11.7	11.7
SE	2	0.0	0.0	0.0	552.9	-69.3	69.3	-9.5	9.5
SE	3	0.0	0.0	0.0	417.5	-56.5	56.5	-0.0	0.0
SE	4	0.0	0.0	0.0	552.9	-69.3	69.3	-9.5	9.5
SE	5	0.0	0.0	-3.0	832.2	-139.2	139.2	-11.7	11.7
TRP	1	0.0	0.0	-251.6	3490.5	-547.5	547.5	-34.7	34.7
TRP	2	0.0	0.0	-23.2	2905.4	-474.1	474.1	-37.9	37.9
TRP	3	0.0	0.0	-5.4	2664.8	-456.5	456.5	-30.7	30.7
TRP	4	0.0	0.0	-23.2	2905.3	-474.1	474.1	-37.9	37.9
TRP	5	0.0	0.0	-251.6	3490.5	-547.5	547.5	-34.7	34.7
VI	1	0.0	0.0	-324.3	324.3	-49.1	49.1	-2.2	2.2
VI	2	0.0	0.0	-261.6	261.6	-40.1	40.1	-3.1	3.1
VI	3	0.0	0.0	-167.5	167.5	-25.2	25.2	-3.4	3.4
VI	4	0.0	0.0	-261.6	261.6	-40.1	40.1	-3.1	3.1
VI	5	0.0	0.0	-324.3	324.3	-49.1	49.1	-2.2	2.2
GT	1	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
GT	2	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
GT	3	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
GT	4	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
GT	5	0.0	0.0	-0.0	0.0	-0.0	0.0	0.0	0.0
SIV	1	0.0	0.0	-456.5	456.5	-56.8	56.8	-0.2	0.2
SIV	2	0.0	0.0	-473.0	473.0	-58.7	58.7	-0.2	0.2
SIV	3	0.0	0.0	-469.9	469.9	-58.3	58.3	-0.0	0.0
SIV	4	0.0	0.0	-473.0	473.0	-58.7	58.7	-0.2	0.2
SIV	5	0.0	0.0	-456.5	456.5	-56.8	56.8	-0.2	0.2

RTV	1	0.0	202.9	0.0	179.5	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	2	0.0	218.0	0.0	191.9	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	3	0.0	218.0	0.0	191.9	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	4	0.0	218.0	0.0	191.9	0.0	0.0	0.0	0.0
RTV	5	0.0	202.9	0.0	179.5	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	1	-236.4	45.3	-202.8	44.2	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	2	-313.0	46.0	-269.8	45.2	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	3	-319.6	46.0	-275.9	45.2	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	4	-313.0	46.0	-269.8	45.2	0.0	0.0	0.0	0.0
FLV	5	-236.4	45.3	-202.8	44.2	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	1	-202.9	-0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	2	-218.0	-0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	3	-218.0	-0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	4	-218.0	-0.0	0.0	2.1	0.0	0.0	0.0	0.0
RTL	5	-202.9	-0.0	0.0	1.7	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	1	-45.3	236.4	-9.8	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	2	-46.0	313.0	-10.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	3	-46.0	319.6	-10.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	4	-46.0	313.0	-10.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
FLL	5	-45.3	236.4	-9.8	0.1	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	1	-225.5	0.0	0.0	132.6	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	2	-222.8	0.0	0.0	130.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	3	-222.8	0.0	0.0	130.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	4	-222.8	0.0	0.0	130.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPS	5	-225.5	0.0	0.0	132.6	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	1	-700.2	0.0	0.0	627.4	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	2	-708.4	0.0	0.0	662.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	3	-712.5	0.0	0.0	667.0	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	4	-708.4	0.0	0.0	662.2	0.0	0.0	0.0	0.0
PPC	5	-700.2	0.0	0.0	627.4	0.0	0.0	0.0	0.0

Peso propio de las vigas (PV)
Peso propio de la losa (PL)
Pretesado instantáneo (PI)
Superestructura (SE)
Tráfico en plataforma (TRP)
Viento vertical (VI)
Gradiente térmico (GT)
Sismo vertical (SIV)
Retracción (esfuerzos en las vigas, RTV)
Fluencia (esfuerzos en las vigas, FLV)
Retracción (esfuerzos en la losa, RTL)
Fluencia (esfuerzos en la losa, FLL)
Pérdidas de pretesado hasta el fraguado de la losa (PPS)
Pérdidas de pretesado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)

5 FUERZA DE PRETENSADO

5.1 Fuerzas de pretesado

Coeficientes de seguridad empleados : unitarios.

5.1.1 Fuerza de pretesado a lo largo de cada cable en cada instante

P1 : Fuerza de pretesado después de tesar.
Prt1 : Pérdida de pretesado por retracción del hormigón entre P1 y P2.

Pf11 : Pérdida de pretesado por fluencia del hormigón entre P1 y P2.
Pr11 : Pérdida de pretesado por relajación del acero de la armadura activa entre P1 y P2.
P2 : Fuerza de pretesado tras el fraguado de la losa.
Prt2 : Pérdida de pretesado por retracción del hormigón entre P2 y P3.
Pf12 : Pérdida de pretesado por fluencia del hormigón entre P2 y P3.
Pr12 : Pérdida de pretesado por relajación del acero de la armadura activa entre P2 y P3.
P3 : Fuerza de pretesado a tiempo infinito.

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1										
		Fuerza	Pérdidas			Fuerza	Pérdidas			Fuerza
Distancia al eje 1	Fila	P1	Prt1	Pf11	Pr11	P2	Prt2	Pf12	Pr12	P3
(m)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	1	2333.0	7.6	69.1	6.1	2250.1	75.7	124.9	49.0	2000.5
12.500	2	2340.6	7.6	67.9	6.3	2258.8	76.5	122.6	49.5	2010.2
12.500	3	670.9	2.2	19.1	1.8	647.8	22.1	34.4	14.3	577.1
12.500	4	743.1	2.2	7.5	4.1	729.3	29.6	12.8	19.5	667.3

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 2										
		Fuerza	Pérdidas			Fuerza	Pérdidas			Fuerza
Distancia al eje 1	Fila	P1	Prt1	Pf11	Pr11	P2	Prt2	Pf12	Pr12	P3
(m)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	1	2333.0	7.6	66.5	6.1	2252.7	75.2	130.1	49.0	1998.4
12.500	2	2340.6	7.6	65.4	6.3	2261.2	76.1	127.5	49.5	2008.1
12.500	3	670.9	2.2	18.4	1.8	648.5	22.0	35.7	14.3	576.5
12.500	4	743.1	2.2	8.3	4.1	728.4	30.1	11.3	19.5	667.6

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 3										
		Fuerza	Pérdidas			Fuerza	Pérdidas			Fuerza
Distancia al eje 1	Fila	P1	Prt1	Pf11	Pr11	P2	Prt2	Pf12	Pr12	P3
(m)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	1	2333.0	7.6	66.5	6.1	2252.7	75.2	134.4	49.0	1994.1
12.500	2	2340.6	7.6	65.4	6.3	2261.2	76.1	131.6	49.5	2004.0
12.500	3	670.9	2.2	18.4	1.8	648.5	22.0	36.8	14.3	575.4
12.500	4	743.1	2.2	8.3	4.1	728.4	30.1	10.7	19.5	668.2

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 4										
		Fuerza	Pérdidas			Fuerza	Pérdidas			Fuerza
Distancia al eje 1	Fila	P1	Prt1	Pf11	Pr11	P2	Prt2	Pf12	Pr12	P3
(m)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	1	2333.0	7.6	66.5	6.1	2252.7	75.2	130.1	49.0	1998.4
12.500	2	2340.6	7.6	65.4	6.3	2261.2	76.1	127.5	49.5	2008.1
12.500	3	670.9	2.2	18.4	1.8	648.5	22.0	35.7	14.3	576.5
12.500	4	743.1	2.2	8.3	4.1	728.4	30.1	11.3	19.5	667.6

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 5										
		Fuerza	Pérdidas			Fuerza	Pérdidas			Fuerza
Distancia	Fila	P1	Prt1	Pf11	Pr11	P2	Prt2	Pf12	Pr12	P3

al eje 1										
(m)		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	1	2333.0	7.6	69.1	6.1	2250.1	75.7	124.9	49.0	2000.5
12.500	2	2340.6	7.6	67.9	6.3	2258.8	76.5	122.6	49.5	2010.2
12.500	3	670.9	2.2	19.1	1.8	647.8	22.1	34.4	14.3	577.1
12.500	4	743.1	2.2	7.5	4.1	729.3	29.6	12.8	19.5	667.3

5.1.2 Pérdidas de pretensado totales

- P0 : Fuerza de tesado.
DP1a : Pérdidas de pretensado previas a la transferencia de la fuerza de tesado al hormigón.
DP1b : Pérdidas de pretensado por acortamiento elástico.
DP1 : Pérdidas totales instantáneas de pretensado.
P1 : Fuerza de pretensado tras las pérdidas instantáneas.
DP2 : Pérdidas totales diferidas de pretensado.
DP3 : Pérdidas totales de pretensado.
P2 : Fuerza de pretensado a tiempo infinito.

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1								
Distancia al eje 1	P0	DP1a	DP1b	DP1	P1	DP2	DP3	P2
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	6703.2	59.0	556.7	615.6	6087.6	832.4	1448.1	5255.1

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 2								
Distancia al eje 1	P0	DP1a	DP1b	DP1	P1	DP2	DP3	P2
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	6703.2	59.0	556.7	615.6	6087.6	836.9	1452.5	5250.7

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 3								
Distancia al eje 1	P0	DP1a	DP1b	DP1	P1	DP2	DP3	P2
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	6703.2	59.0	556.7	615.6	6087.6	845.9	1461.6	5241.6

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 4								
Distancia al eje 1	P0	DP1a	DP1b	DP1	P1	DP2	DP3	P2
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	6703.2	59.0	556.7	615.6	6087.6	836.9	1452.5	5250.7

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 5								
Distancia al eje 1	P0	DP1a	DP1b	DP1	P1	DP2	DP3	P2
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
12.500	6703.2	59.0	556.7	615.6	6087.6	832.4	1448.1	5255.1

5.1.3 Pérdidas de pretensado totales (%)

- DP1 : Pérdidas totales instantáneas de pretensado.
DP2 : Pérdidas totales diferidas de pretensado.
DP3 : Pérdidas totales de pretensado.

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 1			
Distancia al eje 1	DP1	DP2	DP3
(m)	(%)	(%)	(%)
12.500	9.2	12.4	21.6

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 2			
Distancia al eje 1	DP1	DP2	DP3
(m)	(%)	(%)	(%)
12.500	9.2	12.5	21.7

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 3			
Distancia al eje 1	DP1	DP2	DP3
(m)	(%)	(%)	(%)
12.500	9.2	12.6	21.8

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 4			
Distancia al eje 1	DP1	DP2	DP3
(m)	(%)	(%)	(%)
12.500	9.2	12.5	21.7

Valores en el centro de la luz de cálculo.

Viga 5			
Distancia al eje 1	DP1	DP2	DP3
(m)	(%)	(%)	(%)
12.500	9.2	12.4	21.6

6 VERIFICACIÓN DEL EL ENCAJE TENSIONAL EN LAS VIGAS

6.1 Tensiones admisibles

Tras la transferencia del pretensado

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Viga	Compresione	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00

	s				
	Tracciones	Tensiones	No	Sí	-4.07
				No	

Tras el hormigonado de la losa

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Viga	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	No		Sí	-4.07	No	

Tras la disposición de la superestructura

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Losa	Compresiones	Tensiones	Sí	18.00	Sí	18.00	Sí	18.00
	Tracciones	Tensiones	No		No		No	
Viga	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	No		Sí	-4.07	No	

Tras la apertura al tráfico

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Losa	Compresiones	Tensiones	Sí	18.00	Sí	18.00	Sí	18.00
	Tracciones	Tensiones	No		No		No	
Viga	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	No		Sí	-4.07	No	

A tiempo infinito

		Combinación	Cuasi permanente		Frecuente		Característica	
			Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)	Considerar	σ_{adm} (MPa)
Losa	Compresiones	Tensiones	Sí	18.00	Sí	18.00	Sí	18.00
	Tracciones	Tensiones	No		No		No	
Viga	Compresiones	Tensiones	Sí	30.00	Sí	30.00	Sí	30.00
	Tracciones	Tensiones	No		Sí	-4.07	No	

Verificación de las tracciones en el hormigón a la altura de los cables:

Se consideran todos los cables.

6.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente

Cables pretensado : se muestran las tensiones en el hormigón a la altura del cable más traccionado.

No se están calculando las tensiones en la prelosa.

Viga 1:

Viga 1. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.03	-0.24	6.94				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible		0.00		30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la apertura al tráfico				
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga	Losa

			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible		0.00		30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 1. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretensado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.02	0.01	16.52	-0.02	7.71	-0.47	1.41	-0.71	1.39
Tensión admisible		0.00		30.00		30.00		18.00		18.00

No se cumple la verificación

Viga 2:

Viga 2. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretensado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretensado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00	0.84
Tensión		0.00		30.00		30.00		18.00		18.00

admisible

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretensado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00	0.84
Tensión admisible		0.00		30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 2. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	16.81	-0.01	7.73	-0.42	1.10	-0.63	0.98
Tensión admisible		0.00		30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3:

Viga 3. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretensado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.08	-0.23	8.20	0.00	0.38	0.00
Tensión admisible		0.00	30.00	30.00			18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.08	-0.23	8.20	0.00	0.38	0.00
Tensión admisible		0.00	30.00	30.00			18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	17.00	-0.01	7.55	-0.42	0.98	-0.63
Tensión admisible		0.00	30.00	30.00			18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4:

Viga 4. Tras la transferencia del pretesado									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81			
Tensión admisible			30.00	30.00					

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras el hormigonado de la losa									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}

	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible			30.00	30.00						

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la disposición de la superestructura									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00
Tensión admisible		0.00	30.00	30.00			18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la apertura al tráfico									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00
Tensión admisible		0.00	30.00	30.00			18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4. A tiempo infinito									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	16.81	-0.01	7.73	-0.42	1.10	-0.63
Tensión admisible		0.00	30.00	30.00			18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 5:

Viga 5. Tras la transferencia del pretesado									
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa		
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81			
Tensión admisible			30.00	30.00					

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	21.03	-0.24	6.94				
Tensión admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible		0.00	30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible		0.00	30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 5. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.02	0.01	16.52	-0.02	7.71	-0.47	1.41	-0.71	1.39
Tensión admisible		0.00	30.00		30.00		18.00		18.00	

No se cumple la verificación

6.3 Situación persistente. Combinación frecuente

Cables pretesado : se muestran las tensiones en el hormigón a la altura del cable más traccionado.

No se están calculando las tensiones en la prelosa.

Viga 1:

Viga 1. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible		-4.07	30.00		-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.03	-0.24	6.94				
Tensión admisible		-4.07	30.00		-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible		-4.07	30.00		-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.85	-0.25	10.58	-0.01	3.21	-0.01	5.13
Tensión admisible		-4.07	30.00		-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 1. A tiempo infinito										
	Distancia	Cables	Viga				Losa			

	al eje 1	pretelado								
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.02	0.01	16.76	-0.02	10.35	-0.48	3.74	-0.72	5.10
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 2:

Viga 2. Tras la transferencia del pretelado										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00	0.84
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 2. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.97	-0.24	10.28	-0.00	2.21	-0.00	3.66

Tensión admisible	-4.07	30.00	-4.07	30.00	18.00	18.00
-------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Se cumple la verificación

Viga 2. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	16.90	-0.01	9.67	-0.43	2.80	-0.64	3.81
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3:

Viga 3. Tras la transferencia del pretelado										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.08	-0.23	8.20	0.00	0.38	0.00	0.64
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.14	-0.24	9.98	-0.00	1.94	-0.00	3.22
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 3. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	17.06	-0.01	9.32	-0.43	2.54	-0.64	3.39
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4:

Viga 4. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la disposición de la superestructura						
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga		Losa	
			Fibra inferior	Fibra superior	Fibra inferior	Fibra superior

		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00	0.84
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.97	-0.24	10.28	-0.00	2.21	-0.00	3.66
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 4. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	0.00	16.90	-0.01	9.67	-0.43	2.80	-0.64	3.81
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 5:

Viga 5. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	21.03	-0.24	6.94				
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00				

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	19.85	-0.25	10.58	-0.01	3.21	-0.01	5.13
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 5. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.02	0.01	16.76	-0.02	10.35	-0.48	3.74	-0.72	5.10
Tensión admisible			-4.07	30.00	-4.07	30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

6.4 Situación persistente. Combinación característica

Cables pretesado : se muestran las tensiones en el hormigón a la altura del cable más traccionado.

No se están calculando las tensiones en la prelosa.

Viga 1:

Viga 1. Tras la transferencia del pretesado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)

Tensión pésima	-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81
Tensión admisible			30.00		30.00

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	21.03	-0.24	6.94				
Tensión admisible				30.00		30.00				

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible				30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 1. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.94	-1.35	20.41	-0.25	12.38	-0.01	4.79	-0.02	7.66
Tensión admisible				30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 1. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-3.28	-3.76	17.32	-0.02	12.15	-0.48	5.32	-0.73	7.64
Tensión admisible				30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 2:

Viga 2. Tras la transferencia del pretelado										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensi3n admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificaci3n

Viga 2. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensi3n admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificaci3n

Viga 2. Tras la disposici3n de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00	0.84
Tensi3n admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificaci3n

Viga 2. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		0.00	0.00	20.35	-0.24	11.54	-0.00	3.32	-0.00	5.50
Tensi3n admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificaci3n

Viga 2. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)

Tensi3n p3sima	-1.03	-1.40	17.28	-0.01	10.92	-0.43	3.91	-0.64	5.64
Tensi3n admisible			30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificaci3n

Viga 3:

Viga 3. Tras la transferencia del pretelado										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensi3n admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificaci3n

Viga 3. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensi3n admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificaci3n

Viga 3. Tras la disposici3n de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		0.00	0.00	20.08	-0.23	8.20	0.00	0.38	0.00	0.64
Tensi3n admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificaci3n

Viga 3. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretelado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensi3n p3sima		0.00	0.00	20.37	-0.24	11.09	-0.00	2.92	-0.01	4.84
Tensi3n admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificaci3n

Viga 3. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.01	-0.10	17.29	-0.01	10.43	-0.43	3.52	-0.64	5.01
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 4:

Viga 4. Tras la transferencia del pretelado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.62	-0.24	7.77				
Tensión admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	19.88	-0.23	8.35	0.00	0.51	0.00	0.84
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 4. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			

			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		0.00	0.00	20.35	-0.24	11.54	-0.00	3.32	-0.00	5.50
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 4. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-1.03	-1.40	17.28	-0.01	10.92	-0.43	3.91	-0.64	5.64
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

Se cumple la verificación

Viga 5:

Viga 5. Tras la transferencia del pretelado										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	24.04	-0.27	2.81				
Tensión admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras el hormigonado de la losa										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	21.03	-0.24	6.94				
Tensión admisible			30.00		30.00					

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras la disposición de la superestructura										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.00	-0.00	19.61	-0.24	7.94	-0.00	0.88	-0.01	1.41
Tensión admisible			30.00		30.00		18.00		18.00	

admisible

Se cumple la verificación

Viga 5. Tras la apertura al tráfico										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-0.94	-1.35	20.41	-0.25	12.38	-0.01	4.79	-0.02	7.66
Tensión admisible				30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

Viga 5. A tiempo infinito										
	Distancia al eje 1	Cables pretesado	Viga				Losa			
			Fibra inferior		Fibra superior		Fibra inferior		Fibra superior	
		σ_{min}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}	σ_{min}	σ_{max}
	(m)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)
Tensión pésima		-3.28	-3.76	17.32	-0.02	12.15	-0.48	5.32	-0.73	7.64
Tensión admisible				30.00		30.00		18.00		18.00

Se cumple la verificación

6.5 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.

7 VERIFICACIÓN DEL EL FISURACIÓN EN LAS VIGAS

Variables definidas en el artículo 7.3.4 de la EN -1992

s_d	:	Distancia al eje de apoyo 1 de la viga.
N_d	:	Axil de cálculo. Compresiones positivas
M_d	:	Flector de cálculo. Positivo tracciona la fibra inferior.

Sep	:	Separación entre armaduras.
r_g	:	Recubrimiento geométrico de las armaduras traccionadas.
$\phi_{pas\ max}$	:	Diámetro máximo de la armadura pasiva dentro de A_{cef}
$\phi_{act\ max}$	:	Diámetro máximo de la armadura activa dentro de A_{cef}
ϕ_{eq}	:	Diámetro equivalente
	:	Área efectiva de hormigón que envuelve las armaduras activas y pasivas en la zona de altura h_{cef}
A_s	:	Área total de las armaduras pasivas dentro de A_{cef}
A_p	:	Área de la armadura activa pretesada dentro de A_{cef}
K_1	:	Coefficiente que depende de las condiciones de adherencia.
ϵ_{inf}	:	Deformación de la fibra inferior debida a los esfuerzos de cálculo.
ϵ_{sup}	:	Deformación de la fibra superior debida a los esfuerzos de cálculo.
σ_s	:	Tensión en la armadura en sección fisurada con los esfuerzos de cálculo.
h	:	Distancia ortogonal a la fibra neutra entre la fibra más comprimida y la más traccionada de la sección de hormigón
Tipo cable	:	Define el tipo de armadura pretesada
$S_{r\ max}$	:	Separación máxima entre fisuras.
ϵ	:	Deformación de las armaduras.
X_{i1}	:	Relación entre diámetros de armaduras activas y pasivas.
K_t	:	Coefficiente que depende de la duración de la carga.
W_k	:	Abertura media de fisura
$W_{k\ adm}$	:	Abertura de fisura admisible

NOTA : Sólo se listan los valores para los que se supera el valor de la tensión máxima de tracción ($f_{ct,m}$).

NOTA : El cálculo de las aberturas de fisura se lleva a cabo cuando $N_d > 98.1\ kN$ o $M_d > 98.1\ kNm$.

7.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente

No procede la comprobación.

7.2 Situación persistente. Combinación frecuente

Cálculo de las aberturas de fisura

Viga 1:

No se supera en ningún caso el valor de la tensión máxima de tracción ($f_{ct,m}$).
Se cumple la verificación

Viga 2:

No se supera en ningún caso el valor de la tensión máxima de tracción ($f_{ct,m}$).
Se cumple la verificación

Viga 3:

No se supera en ningún caso el valor de la tensión máxima de tracción ($f_{ct,m}$).
Se cumple la verificación

Viga 4:

No se supera en ningún caso el valor de la tensión máxima de tracción ($f_{ct,m}$).
Se cumple la verificación

Viga 5:

No se supera en ningún caso el valor de la tensión máxima de tracción ($f_{ct,m}$).
Se cumple la verificación

7.3 Situación persistente. Combinación característica

No procede la comprobación.

7.4 Resumen de verificaciones

- Viga 1. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
- Viga 1. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
- Viga 1. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
- Viga 2. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
- Viga 2. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
- Viga 2. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
- Viga 3. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
- Viga 3. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
- Viga 3. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
- Viga 4. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
- Viga 4. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
- Viga 4. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.
- Viga 5. Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Verifica la comprobación.
- Viga 5. Situación persistente. Combinación frecuente. Verifica la comprobación.
- Viga 5. Situación persistente. Combinación característica. Verifica la comprobación.

8 ROTURA POR FLEXIÓN EN LAS VIGAS

M_{EdA} : Momento mayorado sin decalar
 M_{EdB} : Momento mayorado decalado
 M_{Rd} : Momento resistente
 S_d : Longitud de decalaje

Armaduras dispuestas

Viga 1:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

No se ha definido armadura en extremos.

Viga 2:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

No se ha definido armadura en extremos.

Viga 3:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

No se ha definido armadura en extremos.

Viga 4:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

No se ha definido armadura en extremos.

Viga 5:

Armadura de refuerzo por flexión:

No se ha definido armadura de refuerzo a flexión.

Armadura en extremos:

No se ha definido armadura en extremos.
Se listan los valores correspondientes al mínimo coeficiente de seguridad y al centro de la viga

8.1 Situación persistente. Enfoque 2

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico						Observaciones
Distancia al eje 1	M_{dA}	S_d	M_{dB}	M_u	$K = M_u/M_d$	
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		

12.500	8632.6	0.755	8632.6	10276.1	1.190
--------	--------	-------	--------	---------	-------

Viga 1. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	8632.6	0.755	8632.6	10276.1	1.190

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	7656.1	0.755	7656.1	10407.0	1.359

Viga 2. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	7656.1	0.755	7656.1	10407.0	1.359

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	7063.7	0.755	7063.7	10407.0	1.473

Viga 3. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	7063.7	0.755	7063.7	10407.0	1.473

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	7656.0	0.755	7656.0	10407.0	1.359

Viga 4. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	7656.0	0.755	7656.0	10407.0	1.359

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico					
-------------------------------------	--	--	--	--	--

Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d	Observaciones
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		
12.500	8632.6	0.755	8632.6	10276.1	1.190	

Viga 5. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	8632.6	0.755	8632.6	10276.1	1.190

8.2 Situación accidental. Combinación sísmica

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	3388.1	0.755	3388.1	11871.4	3.504

Viga 1. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	3388.1	0.755	3388.1	11871.4	3.504

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	3249.3	0.755	3249.3	12004.2	3.694

Viga 2. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	3249.3	0.755	3249.3	12004.2	3.694

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	3097.5	0.755	3097.5	12004.2	3.875

Viga 3. A tiempo infinito					
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _U	K = M _U /M _d

(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)	
12.500	3097.5	0.755	3097.5	12004.2	3.875

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico						Observaciones
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d	
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		
12.500	3249.3	0.755	3249.3	12004.2	3.694	

Viga 4. A tiempo infinito						Observaciones
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d	
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		
12.500	3249.3	0.755	3249.3	12004.2	3.694	

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico						Observaciones
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d	
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		
12.500	3388.1	0.755	3388.1	11871.4	3.504	

Viga 5. A tiempo infinito						Observaciones
Distancia al eje 1	M _{dA}	S _d	M _{dB}	M _u	K = M _u /M _d	
(m)	(kNm)	(m)	(kNm)	(kNm)		
12.500	3388.1	0.755	3388.1	11871.4	3.504	

8.3 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

9 ROTURA POR CORTANTE EN LAS VIGAS

V _{d-} , V _{d+}	:	Cortante mínimo y máximo mayorado (sin el pretensado)
V _{pd-} , V _{pd+}	:	Cortante mínimo y máximo de pretensado
N _{pd-} , N _{pd+}	:	Axil mínimo y máximo de pretensado
M _{Ed-} , M _{Ed+}	:	Flector mínimo y máximo mayorado
V _{Ed}	:	Cortante de cálculo (V _{Ed} = V _d + V _{pd})
V _{Rd,max}	:	Resistencia de las bielas de compresión

V _{Rd}	:	Resistencia a cortante
A _t	:	Armadura de cálculo necesaria a cortante
A _{t min}	:	Armadura mínima de cortante
S _{max long}	:	Separación longitudinal máxima entre cercos de cortante

Se listan los valores correspondientes a la armadura transversal máxima y al resultado más desfavorable relativo a la resistencia de las bielas de compresión

9.1 Situación persistente. Enfoque 2

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1373.1	1914.0	0.717	Cumple

Viga 1. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1373.1	1373.1	22.7	1.7	1.271

Viga 1. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1373.1	1901.0	0.722	Cumple

Viga 1. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1373.1	1373.1	22.7	1.7	1.271

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	1210.9	1905.9	0.635	Cumple

Viga 2. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-1210.9	1210.9	20.0	1.7	1.271

Viga 2. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	1210.9	1893.9	0.639	Cumple

Viga 2. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-1210.9	1210.9	20.0	1.7	1.271

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	1156.5	1905.9	0.607	Cumple

Viga 3. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-1156.5	1156.5	19.1	1.7	1.271

Viga 3. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	1156.5	1893.9	0.611	Cumple

Viga 3. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-1156.5	1156.5	19.1	1.7	1.271

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	1210.9	1905.9	0.635	Cumple

Viga 4. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-1210.9	1210.9	20.0	1.7	1.271

Viga 4. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	1210.9	1893.9	0.639	Cumple

Viga 4. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-1210.9	1210.9	20.0	1.7	1.271

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1373.1	1914.0	0.717	Cumple

Viga 5. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1373.1	1373.1	22.7	1.7	1.271

Viga 5. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
0.001	1373.1	1901.0	0.722	Cumple

Viga 5. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
0.001	1373.1	1373.1	22.7	1.7	1.271

9.2 Situación accidental. Combinación sísmica

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	531.5	2393.2	0.222	Cumple

Viga 1. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-531.5	531.5	8.8	1.7	1.271

Viga 1. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	531.5	2379.5	0.223	Cumple

Viga 1. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-531.5	531.5	8.8	1.7	1.271

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	483.8	2382.9	0.203	Cumple

Viga 2. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-483.8	483.8	8.0	1.7	1.271

Viga 2. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	483.8	2370.3	0.204	Cumple

Viga 2. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-483.8	483.8	8.0	1.7	1.271

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	469.8	2382.9	0.197	Cumple

Viga 3. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-469.8	469.8	7.8	1.7	1.271

Viga 3. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd,max}	V _{Ed} /V _{Rd,max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		

24.999	469.8	2370.3	0.198	Cumple
--------	-------	--------	-------	--------

Viga 3. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-469.8	469.8	7.8	1.7	1.271

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	483.8	2382.9	0.203	Cumple

Viga 4. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-483.8	483.8	8.0	1.7	1.271

Viga 4. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	483.8	2370.3	0.204	Cumple

Viga 4. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-483.8	483.8	8.0	1.7	1.271

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	531.5	2393.2	0.222	Cumple

Viga 5. Tras la apertura al tráfico					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-531.5	531.5	8.8	1.7	1.271

Viga 5. A tiempo infinito				
Verificación por agotamiento de las bielas de compresión				
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, max}	V _{Ed} /V _{Rd, max}	Observaciones
(m)	(kN)	(kN)		
24.999	531.5	2379.5	0.223	Cumple

Viga 5. A tiempo infinito					
Armadura de cortante					
Distancia al eje 1	V _{Ed}	V _{Rd, s}	A _t	A _{t min}	S _{max long}
(m)	(kN)	(kN)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(m)
24.999	-531.5	531.5	8.8	1.7	1.271

9.3 Resumen de armaduras

Viga 1			
Distancia al eje 1	A _t	A _{t min}	A _{st dispuesta}
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.490	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	22.7	1.7	22.7
0.500	22.1	1.7	22.1
0.836	21.6	1.7	21.6
1.091	21.3	1.7	21.3
1.389	20.9	1.7	20.9
2.778	18.6	1.7	18.6
3.500	17.3	1.7	17.3
4.167	16.4	1.7	16.4
5.556	14.3	1.7	14.3
6.944	12.4	1.7	12.4
8.333	10.3	1.7	10.3
9.722	8.3	1.7	8.3
11.111	0.0	0.0	0.0
12.500	0.0	0.0	0.0
13.889	0.0	0.0	0.0
15.278	8.3	1.7	8.3
16.667	10.3	1.7	10.3
18.056	12.4	1.7	12.4
19.444	14.3	1.7	14.3
20.833	16.4	1.7	16.4
21.500	17.3	1.7	17.3
22.222	18.6	1.7	18.6
23.611	20.9	1.7	20.9
23.909	21.3	1.7	21.3
24.164	21.6	1.7	21.6

24.500	22.1	1.7	22.1
24.999	22.7	1.7	22.7
25.001	0.0	0.0	0.0
25.490	0.0	0.0	0.0

Viga 2			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.490	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	20.0	1.7	20.0
0.500	19.4	1.7	19.4
0.836	19.0	1.7	19.0
1.091	18.7	1.7	18.7
1.389	18.4	1.7	18.4
2.778	16.4	1.7	16.4
3.500	15.3	1.7	15.3
4.167	14.5	1.7	14.5
5.556	12.9	1.7	12.9
6.944	11.4	1.7	11.4
8.333	9.6	1.7	9.6
9.722	7.7	1.7	7.7
11.111	0.0	0.0	0.0
12.500	0.0	0.0	0.0
13.889	0.0	0.0	0.0
15.278	7.7	1.7	7.7
16.667	9.6	1.7	9.6
18.056	11.4	1.7	11.4
19.444	12.9	1.7	12.9
20.833	14.5	1.7	14.5
21.500	15.3	1.7	15.3
22.222	16.4	1.7	16.4
23.611	18.4	1.7	18.4
23.909	18.7	1.7	18.7
24.164	19.0	1.7	19.0
24.500	19.4	1.7	19.4
24.999	20.0	1.7	20.0
25.001	0.0	0.0	0.0
25.490	0.0	0.0	0.0

Viga 3			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.490	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	19.1	1.7	19.1
0.500	18.5	1.7	18.5
0.836	18.1	1.7	18.1
1.091	17.8	1.7	17.8
1.389	17.5	1.7	17.5
2.778	15.5	1.7	15.5
3.500	14.3	1.7	14.3
4.167	13.6	1.7	13.6
5.556	12.1	1.7	12.1
6.944	10.7	1.7	10.7
8.333	9.0	1.7	9.0
9.722	7.3	1.7	7.3
11.111	0.0	0.0	0.0

12.500	0.0	0.0	0.0
13.889	0.0	0.0	0.0
15.278	7.3	1.7	7.3
16.667	9.0	1.7	9.0
18.056	10.7	1.7	10.7
19.444	12.1	1.7	12.1
20.833	13.6	1.7	13.6
21.500	14.3	1.7	14.3
22.222	15.5	1.7	15.5
23.611	17.5	1.7	17.5
23.909	17.8	1.7	17.8
24.164	18.1	1.7	18.1
24.500	18.5	1.7	18.5
24.999	19.1	1.7	19.1
25.001	0.0	0.0	0.0
25.490	0.0	0.0	0.0

Viga 4			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.490	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	20.0	1.7	20.0
0.500	19.4	1.7	19.4
0.836	19.0	1.7	19.0
1.091	18.7	1.7	18.7
1.389	18.4	1.7	18.4
2.778	16.4	1.7	16.4
3.500	15.3	1.7	15.3
4.167	14.5	1.7	14.5
5.556	12.9	1.7	12.9
6.944	11.4	1.7	11.4
8.333	9.6	1.7	9.6
9.722	7.7	1.7	7.7
11.111	0.0	0.0	0.0
12.500	0.0	0.0	0.0
13.889	0.0	0.0	0.0
15.278	7.7	1.7	7.7
16.667	9.6	1.7	9.6
18.056	11.4	1.7	11.4
19.444	12.9	1.7	12.9
20.833	14.5	1.7	14.5
21.500	15.3	1.7	15.3
22.222	16.4	1.7	16.4
23.611	18.4	1.7	18.4
23.909	18.7	1.7	18.7
24.164	19.0	1.7	19.0
24.500	19.4	1.7	19.4
24.999	20.0	1.7	20.0
25.001	0.0	0.0	0.0
25.490	0.0	0.0	0.0

Viga 5			
Distancia al eje 1	A _t	A _t min	A _{st} dispuesta
(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
-0.490	0.0	0.0	0.0
-0.001	0.0	0.0	0.0
0.001	22.7	1.7	22.7

0.500	22.1	1.7	22.1
0.836	21.6	1.7	21.6
1.091	21.3	1.7	21.3
1.389	20.9	1.7	20.9
2.778	18.6	1.7	18.6
3.500	17.3	1.7	17.3
4.167	16.4	1.7	16.4
5.556	14.3	1.7	14.3
6.944	12.4	1.7	12.4
8.333	10.3	1.7	10.3
9.722	8.3	1.7	8.3
11.111	0.0	0.0	0.0
12.500	0.0	0.0	0.0
13.889	0.0	0.0	0.0
15.278	8.3	1.7	8.3
16.667	10.3	1.7	10.3
18.056	12.4	1.7	12.4
19.444	14.3	1.7	14.3
20.833	16.4	1.7	16.4
21.500	17.3	1.7	17.3
22.222	18.6	1.7	18.6
23.611	20.9	1.7	20.9
23.909	21.3	1.7	21.3
24.164	21.6	1.7	21.6
24.500	22.1	1.7	22.1
24.999	22.7	1.7	22.7
25.001	0.0	0.0	0.0
25.490	0.0	0.0	0.0

9.4 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

10 ROTURA POR TORSIÓN EN LAS VIGAS

En este apartado se presenta la verificación a torsión de las vigas. Tanto los esfuerzos de cálculo como los resistentes corresponden a los esfuerzos que actúan sobre la viga. Las armaduras obtenidas corresponden a la armadura de la viga (sin la losa).

T _{Ed-} , T _{Ed+}	:	Torsor mayorado actuando en la viga
N _{Ed-} , N _{Ed+}	:	Axiles concomitantes
T _{Rd, max}	:	Resistencia a torsión de las bielas de compresión de la viga
A _{sw}	:	Armadura transversal de torsión en una cara por unidad de longitud en la viga
A _{sl}	:	Armadura longitudinal de torsión total de la viga

10.1 Comprobación del Estado Límite Último por torsión

Se listan los valores correspondientes al centro de la viga, a la armadura transversal máxima, a la armadura longitudinal máxima y al resultado más desfavorable relativo a la resistencia de las bielas de compresión

10.1.1 Situación persistente. Enfoque 2

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed-}	T _{Ed+}	N _{Ed-}	N _{Ed+}	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-15.1	18.0	3666.2	3666.2	274.6	0.066	1.4	4.58
12.500	-7.5	7.5	5886.0	5886.0	282.1	0.027	0.6	1.92
20.833	-18.1	14.3	5360.5	5360.5	282.1	0.064	1.4	4.60

Viga 1. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed-}	T _{Ed+}	N _{Ed-}	N _{Ed+}	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-15.1	18.0	3351.1	3351.1	270.4	0.067	1.4	4.58
12.500	-7.5	7.5	5255.1	5255.1	282.1	0.027	0.6	1.92
20.833	-18.1	14.3	4686.1	4686.1	282.1	0.064	1.4	4.60

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed-}	T _{Ed+}	N _{Ed-}	N _{Ed+}	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-10.3	19.8	3667.4	3667.4	274.6	0.072	1.5	5.05
12.500	-4.0	4.0	5890.9	5890.9	282.1	0.014	0.3	1.02

Viga 2. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed-}	T _{Ed+}	N _{Ed-}	N _{Ed+}	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-10.3	19.8	3348.1	3348.1	270.3	0.073	1.5	5.05
12.500	-4.0	4.0	5250.7	5250.7	282.1	0.014	0.3	1.02

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed-}	T _{Ed+}	N _{Ed-}	N _{Ed+}	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
12.500	-3.6	3.6	5890.9	5890.9	282.1	0.013	0.3	0.92
21.500	-13.2	13.2	3667.4	3667.4	274.6	0.048	1.0	3.36

Viga 3. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed-}	T _{Ed+}	N _{Ed-}	N _{Ed+}	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
12.500	-3.6	3.6	5241.6	5241.6	282.1	0.013	0.3	0.92
21.500	-13.2	13.2	3346.3	3346.3	270.3	0.049	1.0	3.36

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-19.8	10.3	3667.4	3667.4	274.6	0.072	1.5	5.05
12.500	-4.0	4.0	5890.9	5890.9	282.1	0.014	0.3	1.02

Viga 4. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-19.8	10.3	3348.1	3348.1	270.3	0.073	1.5	5.05
12.500	-4.0	4.0	5250.7	5250.7	282.1	0.014	0.3	1.02

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-18.0	15.1	3666.2	3666.2	274.6	0.066	1.4	4.58
4.167	-18.1	14.3	5360.5	5360.5	282.1	0.064	1.4	4.60
12.500	-7.5	7.5	5886.0	5886.0	282.1	0.027	0.6	1.92

Viga 5. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-18.0	15.1	3351.1	3351.1	270.4	0.067	1.4	4.58
4.167	-18.1	14.3	4686.1	4686.1	282.1	0.064	1.4	4.60
12.500	-7.5	7.5	5255.1	5255.1	282.1	0.027	0.6	1.92

10.1.2 Situación accidental. Combinación sísmica

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
0.001	-3.3	-1.7	2014.3	2014.3	309.0	0.011	0.3	0.74
12.500	-0.3	0.3	5886.0	5886.0	352.7	0.001	0.0	0.07

Viga 1. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
0.001	-3.3	-1.7	1788.0	1788.0	306.0	0.011	0.3	0.74
12.500	-0.3	0.3	5255.1	5255.1	352.2	0.001	0.0	0.07

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	1.9	3.8	3667.4	3667.4	331.0	0.012	0.3	0.85
12.500	-0.2	0.2	5890.9	5890.9	352.7	0.000	0.0	0.04

Viga 2. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}

(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	1.9	3.8	3348.1	3348.1	326.8	0.012	0.3	0.85
12.500	-0.2	0.2	5250.7	5250.7	352.1	0.000	0.0	0.04

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-0.7	0.7	3667.4	3667.4	331.0	0.002	0.1	0.16
12.500	-0.2	0.2	5890.9	5890.9	352.7	0.000	0.0	0.03

Viga 3. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
3.500	-0.7	0.7	3346.3	3346.3	326.7	0.002	0.1	0.16
12.500	-0.2	0.2	5241.6	5241.6	352.0	0.000	0.0	0.03

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
12.500	-0.2	0.2	5890.9	5890.9	352.7	0.000	0.0	0.04
21.500	1.9	3.8	3667.4	3667.4	331.0	0.012	0.3	0.85

Viga 4. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
12.500	-0.2	0.2	5250.7	5250.7	352.1	0.000	0.0	0.04
21.500	1.9	3.8	3348.1	3348.1	326.8	0.012	0.3	0.85

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
0.001	1.7	3.3	2014.3	2014.3	309.0	0.011	0.3	0.74
12.500	-0.3	0.3	5886.0	5886.0	352.7	0.001	0.0	0.07

Viga 5. A tiempo infinito								
Distancia al eje 1	T _{Ed} -	T _{Ed} +	N _{Ed} -	N _{Ed} +	T _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd, max}	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)	(kNm)		(cm ² /m)	(cm ²)
0.001	1.7	3.3	1788.0	1788.0	306.0	0.011	0.3	0.74
12.500	-0.3	0.3	5255.1	5255.1	352.2	0.001	0.0	0.07

10.2 Comprobación de la Interacción Cortante - Torsión

T _{Ed}	:	Torsor de cálculo (viga + losa)
T _{Rd, max}	:	Resistencia a torsión de las bielas de compresión (viga + losa)
V _{Ed}	:	Cortante de cálculo
V _{Rd,max}	:	Resistencia a cortante de las bielas de compresión

Se listan los valores correspondientes al resultado más desfavorable y al centro de la viga

10.2.1 Situación persistente. Enfoque 2

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	12.3	513.8	1373.1	1914.0	0.741	Cumple
12.500	12.0	548.8	277.0	2167.7	0.150	Cumple

Viga 1. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	12.3	510.9	1373.1	1901.0	0.746	Cumple
12.500	12.0	548.8	277.0	2129.5	0.152	Cumple

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	1.7	548.8	268.0	2138.0	0.128	Cumple
24.999	23.3	513.8	1210.9	1905.9	0.681	Cumple

Viga 2. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	23.3	510.9	1210.9	1893.9	0.685	Cumple
12.500	1.7	548.8	268.0	2102.5	0.131	Cumple

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	0.9	548.8	262.8	2138.0	0.125	Cumple
24.999	7.8	513.8	1156.5	1905.9	0.622	Cumple

Viga 3. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	0.9	548.8	262.8	2102.0	0.127	Cumple
24.999	7.8	510.9	1156.5	1893.9	0.626	Cumple

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones

1						
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	1.7	548.8	268.0	2138.0	0.128	Cumple
24.999	23.3	513.8	1210.9	1905.9	0.681	Cumple

Viga 4. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	1.7	548.8	268.0	2102.5	0.131	Cumple
24.999	23.3	510.9	1210.9	1893.9	0.685	Cumple

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	12.3	513.8	1373.1	1914.0	0.741	Cumple
12.500	12.0	548.8	277.0	2167.7	0.150	Cumple

Viga 5. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	12.3	510.9	1373.1	1901.0	0.746	Cumple
12.500	12.0	548.8	277.0	2129.5	0.152	Cumple

10.2.2 Situación accidental. Combinación sísmica

Viga 1:

Viga 1. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	6.1	642.4	531.5	2393.2	0.232	Cumple
12.500	0.4	686.0	17.4	2620.6	0.007	Cumple

Viga 1. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	6.1	639.3	531.5	2379.5	0.233	Cumple
12.500	0.4	685.6	17.4	2582.4	0.007	Cumple

Viga 2:

Viga 2. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	9.1	642.4	483.8	2382.9	0.217	Cumple
12.500	0.0	686.0	16.5	2590.9	0.006	Cumple

Viga 2. A tiempo infinito						
---------------------------	--	--	--	--	--	--

Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	9.1	639.3	483.8	2370.3	0.218	Cumple
12.500	0.0	685.5	16.5	2555.4	0.007	Cumple

Viga 3:

Viga 3. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	0.0	686.0	16.8	2590.9	0.006	Cumple
24.999	0.0	642.4	469.8	2382.9	0.197	Cumple

Viga 3. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
12.500	0.0	685.4	16.8	2554.9	0.007	Cumple
24.999	0.0	639.3	469.8	2370.3	0.198	Cumple

Viga 4:

Viga 4. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	9.1	642.4	483.8	2382.9	0.217	Cumple
12.500	0.0	686.0	16.5	2590.9	0.006	Cumple

Viga 4. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	9.1	639.3	483.8	2370.3	0.218	Cumple
12.500	0.0	685.5	16.5	2555.4	0.007	Cumple

Viga 5:

Viga 5. Tras la apertura al tráfico						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	6.1	642.4	531.5	2393.2	0.232	Cumple
12.500	0.4	686.0	17.4	2620.6	0.007	Cumple

Viga 5. A tiempo infinito						
Distancia al eje 1	T _{Ed}	T _{Rd,max}	V _{Ed}	V _{Rd,max}	T _{Ed} /T _{Rd,max} +V _{Ed} /V _{Rd,max}	Verificaciones
(m)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)		
0.001	6.1	639.3	531.5	2379.5	0.233	Cumple
12.500	0.4	685.6	17.4	2582.4	0.007	Cumple

10.3 Resumen de armaduras

Viga 1		
Distancia al eje 1	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(cm ² /m)	(cm ²)
-0.490	0.0	0.00
-0.001	0.0	0.08
0.000	1.1	3.60
0.001	1.2	3.95
0.500	1.2	3.95
0.836	1.2	3.96
1.091	1.2	3.96
1.389	1.2	3.96
2.778	1.3	4.25
3.500	1.4	4.58
4.167	1.4	4.60
5.556	1.4	4.52
6.944	1.3	4.15
8.333	1.1	3.48
9.722	0.8	2.81
11.111	0.7	2.26
12.500	0.6	1.92
13.889	0.7	2.26
15.278	0.8	2.81
16.667	1.1	3.48
18.056	1.3	4.15
19.444	1.4	4.52
20.833	1.4	4.60
21.500	1.4	4.58
22.222	1.3	4.25
23.611	1.2	3.96
23.909	1.2	3.96
24.164	1.2	3.96
24.500	1.2	3.95
24.999	1.2	3.95
25.000	1.1	3.60
25.001	0.0	0.08
25.490	0.0	0.00

Viga 2		
Distancia al eje 1	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(cm ² /m)	(cm ²)
-0.490	0.0	0.00
-0.001	0.0	0.00
0.000	1.3	4.44
0.001	1.3	4.44
0.500	1.4	4.56
0.836	1.4	4.64
1.091	1.4	4.70
1.389	1.4	4.78
2.778	1.5	4.97
3.500	1.5	5.05
4.167	1.5	4.84
5.556	1.3	4.32
6.944	1.1	3.64
8.333	0.9	2.91
9.722	0.7	2.19
11.111	0.5	1.53
12.500	0.3	1.02
13.889	0.5	1.53
15.278	0.7	2.19
16.667	0.9	2.91

18.056	1.1	3.64
19.444	1.3	4.32
20.833	1.5	4.84
21.500	1.5	5.05
22.222	1.5	4.97
23.611	1.4	4.78
23.909	1.4	4.70
24.164	1.4	4.64
24.500	1.4	4.56
24.999	1.3	4.44
25.000	1.3	4.44
25.001	0.0	0.00
25.490	0.0	0.00

Viga 3		
Distancia al eje 1	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(cm ² /m)	(cm ²)
-0.490	0.0	0.00
-0.001	0.0	0.00
0.000	0.9	2.90
0.001	0.9	2.90
0.500	0.9	2.98
0.836	0.9	3.04
1.091	0.9	3.08
1.389	0.9	3.13
2.778	1.0	3.29
3.500	1.0	3.36
4.167	1.0	3.24
5.556	0.9	2.93
6.944	0.8	2.50
8.333	0.6	2.02
9.722	0.5	1.54
11.111	0.3	1.14
12.500	0.3	0.92
13.889	0.3	1.14
15.278	0.5	1.54
16.667	0.6	2.02
18.056	0.8	2.50
19.444	0.9	2.93
20.833	1.0	3.24
21.500	1.0	3.36
22.222	1.0	3.29
23.611	0.9	3.13
23.909	0.9	3.08
24.164	0.9	3.04
24.500	0.9	2.98
24.999	0.9	2.90
25.000	0.9	2.90
25.001	0.0	0.00
25.490	0.0	0.00

Viga 4		
Distancia al eje 1	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(cm ² /m)	(cm ²)
-0.490	0.0	0.00
-0.001	0.0	0.00
0.000	1.3	4.44
0.001	1.3	4.44
0.500	1.4	4.56
0.836	1.4	4.64

1.091	1.4	4.70
1.389	1.4	4.78
2.778	1.5	4.97
3.500	1.5	5.05
4.167	1.5	4.84
5.556	1.3	4.32
6.944	1.1	3.64
8.333	0.9	2.91
9.722	0.7	2.19
11.111	0.5	1.53
12.500	0.3	1.02
13.889	0.5	1.53
15.278	0.7	2.19
16.667	0.9	2.91
18.056	1.1	3.64
19.444	1.3	4.32
20.833	1.5	4.84
21.500	1.5	5.05
22.222	1.5	4.97
23.611	1.4	4.78
23.909	1.4	4.70
24.164	1.4	4.64
24.500	1.4	4.56
24.999	1.3	4.44
25.000	1.3	4.44
25.001	0.0	0.00
25.490	0.0	0.00

Viga 5		
Distancia al eje 1	A _{sw}	A _{sl}
(m)	(cm ² /m)	(cm ²)
-0.490	0.0	0.00
-0.001	0.0	0.08
0.000	1.1	3.60
0.001	1.2	3.95
0.500	1.2	3.95
0.836	1.2	3.96
1.091	1.2	3.96
1.389	1.2	3.96
2.778	1.3	4.25
3.500	1.4	4.58
4.167	1.4	4.60
5.556	1.4	4.52
6.944	1.3	4.15
8.333	1.1	3.48
9.722	0.8	2.81
11.111	0.7	2.26
12.500	0.6	1.92
13.889	0.7	2.26
15.278	0.8	2.81
16.667	1.1	3.48
18.056	1.3	4.15
19.444	1.4	4.52
20.833	1.4	4.60
21.500	1.4	4.58
22.222	1.3	4.25
23.611	1.2	3.96
23.909	1.2	3.96
24.164	1.2	3.96
24.500	1.2	3.95

24.999	1.2	3.95
25.000	1.1	3.60
25.001	0.0	0.08
25.490	0.0	0.00

10.4 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

11 RASANTE VIGA - LOSA

11.1 Resumen de armaduras

Viga 1				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.4
3	12.500	25.000	12.500	0.4
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 2				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	1.7
3	12.500	25.000	12.500	1.7
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 3				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	1.7
3	12.500	25.000	12.500	1.7
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 4				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0

2	0.000	12.500	12.500	1.7
3	12.500	25.000	12.500	1.7
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 5				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.4
3	12.500	25.000	12.500	0.4
4	25.000	25.500	0.500	0.0

11.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

12 RASANTE EN EL ALA INFERIOR DE LAS VIGAS

12.1 Resumen de armaduras

Viga 1				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0
3	12.500	25.000	12.500	0.0
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 2				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0
3	12.500	25.000	12.500	0.0
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 3				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0

3	12.500	25.000	12.500	0.0
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 4				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0
3	12.500	25.000	12.500	0.0
4	25.000	25.500	0.500	0.0

Viga 5				
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Armadura dispuesta
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0
3	12.500	25.000	12.500	0.0
4	25.000	25.500	0.500	0.0

12.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

13 RASANTE EN EL ALA SUPERIOR DE LAS VIGAS

13.1 Resumen de armaduras

Viga 1				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0	5.5
3	12.500	25.000	12.500	0.0	5.5
4	25.000	25.500	0.500	0.0	0.0

Viga 2				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0	0.0

2	0.000	12.500	12.500	0.0	5.9
3	12.500	25.000	12.500	0.0	5.9
4	25.000	25.500	0.500	0.0	0.0

Viga 3				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0	5.9
3	12.500	25.000	12.500	0.0	5.9
4	25.000	25.500	0.500	0.0	0.0

Viga 4				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0	5.9
3	12.500	25.000	12.500	0.0	5.9
4	25.000	25.500	0.500	0.0	0.0

Viga 5				Armadura necesaria	
Tramo	Distancia inicial	Distancia final	Longitud	Ala superior viga	Losa
	(m)	(m)	(m)	(cm ² /m)	(cm ² /m)
1	-0.500	0.000	0.500	0.0	0.0
2	0.000	12.500	12.500	0.0	5.5
3	12.500	25.000	12.500	0.0	5.5
4	25.000	25.500	0.500	0.0	0.0

13.2 Resumen de verificaciones

Viga 1. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 1. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 2. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 4. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Viga 5. Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

14 Flechas

14.1 Flechas características

En este apartado se listan las flechas producidas por cada una de las acciones, sin mayorar. Se listan los valores mínimos y máximos a lo largo de cada viga.

$\delta_{\min}$: Flecha mínima (negativa si es descendente).
 $\delta_{\max}$: Flecha máxima (negativa si es descendente).

Viga	Peso propio de las vigas (PV)		Pretesado instantáneo (PI)		Peso propio de la losa (PL)		Superestructura (SE)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	-10.8	0.7	-2.5	34.5	-9.5	0.6	-4.5	0.0
2	-10.8	0.7	-2.5	34.5	-11.5	0.7	-2.8	0.0
3	-10.8	0.7	-2.5	34.5	-11.5	0.7	-2.1	0.0
4	-10.8	0.7	-2.5	34.5	-11.5	0.7	-2.8	0.0
5	-10.8	0.7	-2.5	34.5	-9.5	0.6	-4.5	0.0

Viga	Tráfico en plataforma (TRP)		Gradiente térmico (GT)		Sismo vertical (SIV)		Pérdidas de pretesado hasta el fraguado de la losa (PPS)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	-16.7	1.3	-3.6	6.7	-2.4	2.4	-1.4	0.1
2	-13.0	0.1	-3.6	6.7	-2.3	2.3	-1.3	0.1
3	-11.7	0.0	-3.6	6.7	-2.3	2.3	-1.3	0.1
4	-13.0	0.1	-3.6	6.7	-2.3	2.3	-1.3	0.1
5	-16.7	1.3	-3.6	6.7	-2.4	2.4	-1.4	0.1

Viga	Pérdidas de pretesado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)		Viento vertical (VI)		Valor frecuente del tráfico en plataforma (TRP1)	
	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	-3.3	0.2	-1.7	1.7	-10.2	0.8
2	-3.3	0.2	-1.3	1.3	-8.1	0.0
3	-3.4	0.2	-0.8	0.8	-7.3	0.0
4	-3.3	0.2	-1.3	1.3	-8.1	0.0
5	-3.3	0.2	-1.7	1.7	-10.2	0.8

14.2 Situación persistente. Combinación característica

Las flechas que se listan en este apartado incluyen las flechas por fluencia de las cargas permanentes en el instante a tiempo infinito.
Se listan los valores mínimos y máximos a lo largo de cada viga.

No se están compatilizando las deformaciones diferidas entre viga y losa producidas por las acciones permanentes que actúan inicialmente sobre la viga aislada

$\delta_{\min}$: Flecha mínima (negativa si es descendente).
 $\delta_{\max}$: Flecha máxima (negativa si es descendente).

Viga	Tras la transferencia del pretesado		Tras el hormigonado de la losa		Tras la disposición de la superestructura		Tras la apertura al tráfico	
	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	-2.0	27.1	-1.3	16.4	-1.3	12.2	-13.9	19.6
2	-2.0	27.1	-1.2	14.5	-1.2	12.1	-10.4	18.8

3	-2.0	27.1	-1.2	14.5	-1.2	12.8	-8.5	19.4
4	-2.0	27.1	-1.2	14.5	-1.2	12.1	-10.4	18.8
5	-2.0	27.1	-1.3	16.4	-1.3	12.2	-13.9	19.6

Viga	Tiempo infinito. Todas las acciones		Tiempo infinito. Acciones permanentes	
	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$
	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	-7.5	36.2	-3.0	28.8
2	-4.7	34.9	-2.7	28.2
3	-2.7	36.3	-2.7	29.7
4	-4.7	34.9	-2.7	28.2
5	-7.5	36.2	-3.0	28.8

14.3 Verificación de flechas

En este apartado se comparan las flechas debidas a las cargas variables en situación frecuente con la flecha admisible.

Viga	Flecha admisible		Observación
	$\delta_{\max}$	$\delta_{\min}$	
	(mm)	(mm)	
1	-10.2	0.8	Cumple
2	-8.1	0.0	Cumple
3	-7.3	0.0	Cumple
4	-8.1	0.0	Cumple
5	-10.2	0.8	Cumple

14.3.1 Resumen de verificaciones

Viga 1. Verifica la comprobación.
Viga 2. Verifica la comprobación.
Viga 3. Verifica la comprobación.
Viga 4. Verifica la comprobación.
Viga 5. Verifica la comprobación.

15 Giros

15.1 Giros característicos

En este apartado se listan los giros producidos por cada una de las acciones, sin mayorar.
Se listan los valores en los 2 apoyos de cada viga.

$\theta_{\min}$: Giro mínimo (positivo en sentido antihorario).
 $\theta_{\max}$: Giro máximo (positivo en sentido antihorario).

Viga	Apoyo	Peso propio de las vigas (PV)	Pretesado instantáneo (PI)	Peso propio de la losa (PL)	Superestructura (SE)
------	-------	-------------------------------	----------------------------	-----------------------------	----------------------

		$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)
1	1	-0.001388	-0.001388	0.004936	0.004936	-0.001213	-0.001213	-0.000542	-0.000581
1	2	0.001388	0.001388	-0.004936	-0.004936	0.001213	0.001213	0.000581	0.000542
2	1	-0.001388	-0.001388	0.004936	0.004936	-0.001469	-0.001469	-0.000296	-0.000347
2	2	0.001388	0.001388	-0.004936	-0.004936	0.001469	0.001469	0.000347	0.000296
3	1	-0.001388	-0.001388	0.004936	0.004936	-0.001469	-0.001469	-0.000210	-0.000266
3	2	0.001388	0.001388	-0.004936	-0.004936	0.001469	0.001469	0.000266	0.000210
4	1	-0.001388	-0.001388	0.004936	0.004936	-0.001469	-0.001469	-0.000296	-0.000347
4	2	0.001388	0.001388	-0.004936	-0.004936	0.001469	0.001469	0.000347	0.000296
5	1	-0.001388	-0.001388	0.004936	0.004936	-0.001213	-0.001213	-0.000542	-0.000581
5	2	0.001388	0.001388	-0.004936	-0.004936	0.001213	0.001213	0.000581	0.000542

Viga	Apoyo	Tráfico en plataforma (TRP)		Gradiente térmico (GT)		Sismo vertical (SIV)		Pérdidas de pretensado hasta el fraguado de la losa (PPS)	
		$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)
1	1	0.000143	-0.002092	0.001071	-0.000571	0.000297	-0.000297	-0.000193	-0.000193
1	2	0.002092	-0.000143	0.000571	-0.001071	0.000297	-0.000297	0.000193	0.000193
2	1	0.000000	-0.001612	0.001071	-0.000571	0.000292	-0.000292	-0.000188	-0.000188
2	2	0.001612	0.000000	0.000571	-0.001071	0.000292	-0.000292	0.000188	0.000188
3	1	0.000000	-0.001471	0.001071	-0.000571	0.000290	-0.000290	-0.000188	-0.000188
3	2	0.001471	0.000000	0.000571	-0.001071	0.000290	-0.000290	0.000188	0.000188
4	1	0.000000	-0.001612	0.001071	-0.000571	0.000292	-0.000292	-0.000188	-0.000188
4	2	0.001612	0.000000	0.000571	-0.001071	0.000292	-0.000292	0.000188	0.000188
5	1	0.000143	-0.002092	0.001071	-0.000571	0.000297	-0.000297	-0.000193	-0.000193
5	2	0.002092	-0.000143	0.000571	-0.001071	0.000297	-0.000297	0.000193	0.000193

Viga	Apoyo	Pérdidas de pretensado entre el fraguado de la losa y tiempo infinito (PPC)		Viento vertical (VI)		Valor frecuente del tráfico en plataforma (TRP1)	
		$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)
1	1	-0.000475	-0.000475	0.000221	-0.000221	0.000091	-0.001278
1	2	0.000475	0.000475	0.000221	-0.000221	0.001278	-0.000091
2	1	-0.000478	-0.000478	0.000171	-0.000171	0.000000	-0.001002
2	2	0.000478	0.000478	0.000171	-0.000171	0.001002	0.000000
3	1	-0.000483	-0.000483	0.000109	-0.000109	0.000000	-0.000908
3	2	0.000483	0.000483	0.000109	-0.000109	0.000908	0.000000
4	1	-0.000478	-0.000478	0.000171	-0.000171	0.000000	-0.001002
4	2	0.000478	0.000478	0.000171	-0.000171	0.001002	0.000000
5	1	-0.000475	-0.000475	0.000221	-0.000221	0.000091	-0.001278
5	2	0.000475	0.000475	0.000221	-0.000221	0.001278	-0.000091

15.2 Situación persistente. Combinación característica

Los giros que se listan en este apartado incluyen los giros por fluencia de las cargas permanentes en el instante a tiempo infinito.
Se listan los valores en los 2 apoyos de cada viga.

$\theta_{\text{mín}}$: Giro mínimo (positivo en sentido antihorario).
 $\theta_{\text{máx}}$: Giro máximo (positivo en sentido antihorario).

Viga	Apoyo	Tras la transferencia del pretensado		Tras el hormigonado de la losa		Tras la disposición de la superestructura		Tras la apertura al tráfico	
		$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)
1	1	0.003055	0.004042	0.001649	0.002636	0.001107	0.002055	0.002269	-0.000380
1	2	-0.004042	-0.003055	-0.002636	-0.001649	-0.002055	-0.001107	0.000380	-0.002269
2	1	0.003055	0.004042	0.001398	0.002385	0.001102	0.002038	0.002173	0.000083
2	2	-0.004042	-0.003055	-0.002385	-0.001398	-0.002038	-0.001102	-0.000083	-0.002173
3	1	0.003055	0.004042	0.001398	0.002385	0.001188	0.002119	0.002259	0.000305
3	2	-0.004042	-0.003055	-0.002385	-0.001398	-0.002119	-0.001188	-0.000305	-0.002259
4	1	0.003055	0.004042	0.001398	0.002385	0.001102	0.002038	0.002173	0.000083
4	2	-0.004042	-0.003055	-0.002385	-0.001398	-0.002038	-0.001102	-0.000083	-0.002173
5	1	0.003055	0.004042	0.001649	0.002636	0.001107	0.002055	0.002269	-0.000380
5	2	-0.004042	-0.003055	-0.002636	-0.001649	-0.002055	-0.001107	0.000380	-0.002269

Viga	Apoyo	A tiempo infinito	
		$\theta_{\text{máx}}$ (rad)	$\theta_{\text{mín}}$ (rad)
1	1	0.003723	0.002401
1	2	-0.002401	-0.003723
2	1	0.003571	0.002792
2	2	-0.002792	-0.003571
3	1	0.003755	0.003107
3	2	-0.003107	-0.003755
4	1	0.003571	0.002792
4	2	-0.002792	-0.003571
5	1	0.003723	0.002401
5	2	-0.002401	-0.003723

El usuario no ha definido cargas de fatiga

17 CÁLCULO DE LA CUANTÍA DE ACERO EN LAS VIGAS

17.1 Cálculo de la armadura de difusión del pretensado

El cálculo de la armadura de difusión del pretensado se realiza mediante un modelo de elementos finitos de la viga.

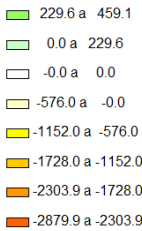
Viga 1:

Esfuerzos N_y (Tensión normal vertical) :

Difusión del pretensado

Viga 1

Ny (Tensión normal vertical)



Unidades: kN/m

Cuantías de armadura a disponer en los distintos tramos en los que se divide la viga :

Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)
0.929	1209.1	0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	1209.1
0.929	25.1	0.929	0.4	0.929	0.4		
0.929	3.9	0.929	0.4	0.929	1.5		
0.929	248.7	0.929	0.8	0.929	10.1		
0.929	474.9	0.929	0.3	0.929	35.7		
0.929	35.7	0.929	0.3	0.929	474.9		
0.929	10.1	0.929	0.8	0.929	248.7		
0.929	1.5	0.929	0.4	0.929	3.9		
0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	25.1		

A_s : Cuantía vertical a disponer en cada tramo.

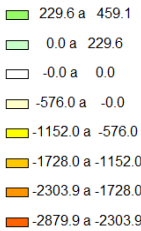
Viga 2:

Esfuerzos Ny (Tensión normal vertical) :

Difusión del pretensado

Viga 2

Ny (Tensión normal vertical)



Unidades: kN/m

Cuantías de armadura a disponer en los distintos tramos en los que se divide la viga :

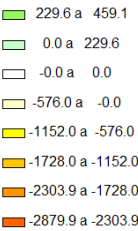
Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)
0.929	1209.1	0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	1209.1
0.929	25.1	0.929	0.4	0.929	0.4		
0.929	3.9	0.929	0.4	0.929	1.5		
0.929	248.7	0.929	0.8	0.929	10.1		
0.929	474.9	0.929	0.3	0.929	35.7		
0.929	35.7	0.929	0.3	0.929	474.9		
0.929	10.1	0.929	0.8	0.929	248.7		
0.929	1.5	0.929	0.4	0.929	3.9		
0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	25.1		

A_s : Cuantía vertical a disponer en cada tramo.

Viga 3:

Esfuerzos Ny (Tensión normal vertical) :

Difusión del pretensado
Viga 3
Ny (Tensión normal vertical)



Unidades: kN/m

Cuantías de armadura a disponer en los distintos tramos en los que se divide la viga :

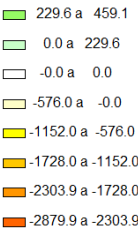
Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)
0.929	1209.1	0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	1209.1
0.929	25.1	0.929	0.4	0.929	0.4		
0.929	3.9	0.929	0.4	0.929	1.5		
0.929	248.7	0.929	0.8	0.929	10.1		
0.929	474.9	0.929	0.3	0.929	35.7		
0.929	35.7	0.929	0.3	0.929	474.9		
0.929	10.1	0.929	0.8	0.929	248.7		
0.929	1.5	0.929	0.4	0.929	3.9		
0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	25.1		

A_s : Cuantía vertical a disponer en cada tramo.

Viga 4:

Esfuerzos Ny (Tensión normal vertical) :

Difusión del pretensado
Viga 4
Ny (Tensión normal vertical)



Unidades: kN/m

Cuantías de armadura a disponer en los distintos tramos en los que se divide la viga :

Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)	Longitud (m)	A _s (mm ² /m)
0.929	1209.1	0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	1209.1
0.929	25.1	0.929	0.4	0.929	0.4		
0.929	3.9	0.929	0.4	0.929	1.5		
0.929	248.7	0.929	0.8	0.929	10.1		
0.929	474.9	0.929	0.3	0.929	35.7		
0.929	35.7	0.929	0.3	0.929	474.9		
0.929	10.1	0.929	0.8	0.929	248.7		
0.929	1.5	0.929	0.4	0.929	3.9		
0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	25.1		

A_s : Cuantía vertical a disponer en cada tramo.

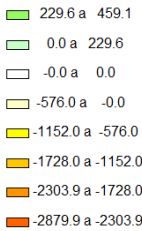
Viga 5:

Esfuerzos Ny (Tensión normal vertical) :

Difusión del pretensado

Viga 5

Ny (Tensión normal vertical)



Unidades: kN/m

Cuantías de armadura a disponer en los distintos tramos en los que se divide la viga :

Longitud (m)	As (mm ² /m)	Longitud (m)	As (mm ² /m)	Longitud (m)	As (mm ² /m)	Longitud (m)	As (mm ² /m)
0.929	1209.1	0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	1209.1
0.929	25.1	0.929	0.4	0.929	0.4		
0.929	3.9	0.929	0.4	0.929	1.5		
0.929	248.7	0.929	0.8	0.929	10.1		
0.929	474.9	0.929	0.3	0.929	35.7		
0.929	35.7	0.929	0.3	0.929	474.9		
0.929	10.1	0.929	0.8	0.929	248.7		
0.929	1.5	0.929	0.4	0.929	3.9		
0.929	0.4	0.929	0.4	0.929	25.1		

As : Cuantía vertical a disponer en cada tramo.

17.2 Resumen de cuantías de armadura transversal

- AsQ: Cuantías por cortante (mm²/m)
- AsQMin: Cuantías mínimas por cortante (mm²/m)
- AsT: Cuantías por torsión (mm²/m)
- AsPret: Cuantías por introducción del pretensado (mm²/m)
- AsTotal: Cuantías totales en el alma (mm²/m)
- AsRasVL cálculo: Cuantías por rasante Viga-Losa (mm²/m)
- AsRasVL refuerzo: Cuantías de refuerzo por rasante Viga-Losa (mm²/m)
- AsRasVL mínima : Cuantías mínimas por rasante Viga-Losa (mm²/m)
- AsRasAI: Cuantías por rasante en el ala inferior (mm²/m)
- AsRasAS: Cuantías por rasante en el ala superior (mm²/m)
- Número Estribos: número de estribos
- Barra: Barra usada en los estribos
- Sep.: separación de las armaduras (mm)

Las armaduras se refieren siempre al total de todas las ramas que atraviesan las sección.

Viga 1:

Armadura transversal en el alma

Longitud	AsQ (mm ² /m)	AsQMin (mm ² /m)	AsT (mm ² /m)	AsPret (mm ² /m)	AsTotal (mm ² /m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	2043.5	169.7	344.0	1209.1	3596.7	6	Ø16	100
0.500	2043.5	169.7	342.6	1209.1	3596.7	5	Ø16	100
2.500	1941.6	169.7	281.1	248.7	3596.7	25	Ø16	100
2.550	1780.9	169.7	273.6	474.9	2529.4	17	Ø16	150
2.400	1431.2	169.7	273.5	10.1	2529.4	16	Ø16	150
2.200	1074.3	169.7	218.6	0.4	1714.8	22	Ø12	100
2.317	536.1	110.1	158.3	0.4	1293.3	15	Ø12	150
2.317	536.1	110.1	158.3	0.4	1293.3	15	Ø12	150
2.200	1074.3	169.7	218.6	0.4	1714.8	22	Ø12	100
2.400	1431.2	169.7	273.5	10.1	2529.4	16	Ø16	150
2.550	1780.9	169.7	273.6	474.9	2529.4	17	Ø16	150
2.500	1941.6	169.7	281.1	248.7	3596.7	25	Ø16	100
0.500	2043.5	169.7	342.6	1209.1	3596.7	5	Ø16	100
0.533	2043.5	169.7	344.0	1209.1	3596.7	6	Ø16	100

Armadura de rasante viga-losa

Longitud	AsRasVL cálculo (mm ² /m)	AsRasVL refuerzo (mm ² /m)	AsRasVL mínima (mm ² /m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.533	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0

Armadura de rasante en el ala inferior

Longitud	AsRasAI (mm ² /m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	344.0	3	Ø8	250
0.500	344.0	2	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.250	344.0	9	Ø8	250
2.221	344.0	8	Ø8	250
2.221	344.0	8	Ø8	250
2.250	344.0	9	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
0.500	344.0	2	Ø8	250

0.529	344.0	3	Ø8	250
-------	-------	---	----	-----

Armadura de rasante en el ala superior				
Longitud	AsRasAS (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	459.4	6	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
0.529	459.4	6	Ø8	100

Viga 2:

Armadura transversal en el alma								
Longitud	AsQ (mm²/m)	AsQMin (mm²/m)	AsT (mm²/m)	AsPret (mm²/m)	AsTotal (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	1797.9	169.7	269.2	1209.1	3281.7	6	Ø16	100
0.500	1797.9	169.7	274.7	1209.1	3281.7	5	Ø16	100
2.500	1709.5	169.7	296.6	248.7	3281.7	25	Ø16	100
2.550	1570.9	169.7	303.6	474.9	2349.4	17	Ø16	150
2.400	1293.0	169.7	261.4	10.1	2349.4	16	Ø16	150
2.200	991.7	169.7	184.9	0.4	1564.4	22	Ø12	100
2.317	524.9	116.2	119.8	0.4	1177.1	15	Ø12	150
2.317	524.9	116.2	119.8	0.4	1177.1	15	Ø12	150
2.200	991.7	169.7	184.9	0.4	1564.4	22	Ø12	100
2.400	1293.0	169.7	261.4	10.1	2349.4	16	Ø16	150
2.550	1570.9	169.7	303.6	474.9	2349.4	17	Ø16	150
2.500	1709.5	169.7	296.6	248.7	3281.7	25	Ø16	100
0.500	1797.9	169.7	274.7	1209.1	3281.7	5	Ø16	100
0.533	1797.9	169.7	269.2	1209.1	3281.7	6	Ø16	100

Armadura de rasante viga-losa						
Longitud	AsRasVL cálculo (mm²/m)	AsRasVL refuerzo (mm²/m)	AsRasVL mínima (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0

2.317	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.533	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0

Armadura de rasante en el ala inferior				
Longitud	AsRasAI (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.629	305.3	3	Ø8	300
0.300	305.3	1	Ø8	300
2.700	305.3	9	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.171	305.3	7	Ø8	300
2.171	305.3	7	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.700	305.3	9	Ø8	300
0.300	305.3	1	Ø8	300
0.629	305.3	3	Ø8	300

Armadura de rasante en el ala superior				
Longitud	AsRasAS (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	459.4	6	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
0.529	459.4	6	Ø8	100

Viga 3:

Armadura transversal en el alma								
Longitud	AsQ (mm²/m)	AsQMin (mm²/m)	AsT (mm²/m)	AsPret (mm²/m)	AsTotal (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	1705.6	169.7	175.6	1209.1	3094.2	6	Ø16	100

0.500	1705.6	169.7	179.5	1209.1	3094.2	5	Ø16	100
2.500	1616.7	169.7	195.8	248.7	3094.2	25	Ø16	100
2.500	1477.6	169.7	201.8	474.9	2154.3	25	Ø12	100
2.500	1207.7	169.7	177.2	10.1	2154.3	25	Ø12	100
2.100	931.0	169.7	127.8	0.4	1394.9	14	Ø12	150
2.367	524.3	122.3	86.4	0.4	1059.2	11	Ø12	200
2.367	524.3	122.3	86.4	0.4	1059.2	11	Ø12	200
2.100	931.0	169.7	127.8	0.4	1394.9	14	Ø12	150
2.500	1207.7	169.7	177.2	10.1	2154.3	25	Ø12	100
2.500	1477.6	169.7	201.8	474.9	2154.3	25	Ø12	100
2.500	1616.7	169.7	195.8	248.7	3094.2	25	Ø16	100
0.500	1705.6	169.7	179.5	1209.1	3094.2	5	Ø16	100
0.533	1705.6	169.7	175.6	1209.1	3094.2	6	Ø16	100

Armadura de rasante viga-losa

Longitud	AsRasVL cálculo (mm²/m)	AsRasVL refuerzo (mm²/m)	AsRasVL mínima (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.100	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.367	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.367	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.100	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.533	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0

Armadura de rasante en el ala inferior

Longitud	AsRasAI (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.379	203.4	2	Ø8	350
0.700	203.4	2	Ø8	350
2.450	203.4	7	Ø8	350
2.450	203.4	7	Ø8	350
2.450	203.4	7	Ø8	350
2.100	203.4	6	Ø8	350
2.471	203.4	7	Ø8	350
2.471	203.4	7	Ø8	350
2.100	203.4	6	Ø8	350
2.450	203.4	7	Ø8	350
2.450	203.4	7	Ø8	350
2.450	203.4	7	Ø8	350
0.700	203.4	2	Ø8	350
0.379	203.4	2	Ø8	350

Armadura de rasante en el ala superior

Longitud	AsRasAS (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	459.4	6	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.100	459.4	21	Ø8	100
2.371	459.4	23	Ø8	100
2.371	459.4	23	Ø8	100
2.100	459.4	21	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
0.529	459.4	6	Ø8	100

Viga 4:

Armadura transversal en el alma

Longitud	AsQ (mm²/m)	AsQMin (mm²/m)	AsT (mm²/m)	AsPret (mm²/m)	AsTotal (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	1797.9	169.7	269.2	1209.1	3281.7	6	Ø16	100
0.500	1797.9	169.7	274.7	1209.1	3281.7	5	Ø16	100
2.500	1709.4	169.7	296.6	248.7	3281.7	25	Ø16	100
2.550	1570.9	169.7	303.6	474.9	2349.4	17	Ø16	150
2.400	1292.9	169.7	261.4	10.1	2349.4	16	Ø16	150
2.200	991.7	169.7	184.9	0.4	1564.4	22	Ø12	100
2.317	524.9	116.2	119.8	0.4	1177.0	15	Ø12	150
2.317	524.9	116.2	119.8	0.4	1177.0	15	Ø12	150
2.200	991.7	169.7	184.9	0.4	1564.4	22	Ø12	100
2.400	1292.9	169.7	261.4	10.1	2349.4	16	Ø16	150
2.550	1570.9	169.7	303.6	474.9	2349.4	17	Ø16	150
2.500	1709.4	169.7	296.6	248.7	3281.7	25	Ø16	100
0.500	1797.9	169.7	274.7	1209.1	3281.7	5	Ø16	100
0.533	1797.9	169.7	269.2	1209.1	3281.7	6	Ø16	100

Armadura de rasante viga-losa

Longitud	AsRasVL cálculo (mm²/m)	AsRasVL refuerzo (mm²/m)	AsRasVL mínima (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0

0.533	166.2	0.0	0.0	0	Ø8	0
-------	-------	-----	-----	---	----	---

Armadura de rasante en el ala inferior				
Longitud	AsRasAI (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.629	305.3	3	Ø8	300
0.300	305.3	1	Ø8	300
2.700	305.3	9	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.171	305.3	7	Ø8	300
2.171	305.3	7	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.400	305.3	8	Ø8	300
2.700	305.3	9	Ø8	300
0.300	305.3	1	Ø8	300
0.629	305.3	3	Ø8	300

Armadura de rasante en el ala superior				
Longitud	AsRasAS (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	459.4	6	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
0.529	459.4	6	Ø8	100

Viga 5:

Armadura transversal en el alma								
Longitud	AsQ (mm²/m)	AsQMin (mm²/m)	AsT (mm²/m)	AsPret (mm²/m)	AsTotal (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	2043.6	169.7	344.0	1209.1	3596.7	6	Ø16	100
0.500	2043.6	169.7	342.6	1209.1	3596.7	5	Ø16	100
2.500	1941.6	169.7	281.1	248.7	3596.7	25	Ø16	100
2.550	1780.9	169.7	273.6	474.9	2529.4	17	Ø16	150
2.400	1431.2	169.7	273.6	10.1	2529.4	16	Ø16	150
2.200	1074.3	169.7	218.6	0.4	1714.9	22	Ø12	100
2.317	536.1	110.1	158.3	0.4	1293.3	15	Ø12	150

2.317	536.1	110.1	158.3	0.4	1293.3	15	Ø12	150
2.200	1074.3	169.7	218.6	0.4	1714.9	22	Ø12	100
2.400	1431.2	169.7	273.6	10.1	2529.4	16	Ø16	150
2.550	1780.9	169.7	273.6	474.9	2529.4	17	Ø16	150
2.500	1941.6	169.7	281.1	248.7	3596.7	25	Ø16	100
0.500	2043.6	169.7	342.6	1209.1	3596.7	5	Ø16	100
0.533	2043.6	169.7	344.0	1209.1	3596.7	6	Ø16	100

Armadura de rasante viga-losa						
Longitud	AsRasVL cálculo (mm²/m)	AsRasVL refuerzo (mm²/m)	AsRasVL mínima (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.533	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.317	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.200	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.400	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.550	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
2.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.500	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0
0.533	38.5	0.0	0.0	0	Ø8	0

Armadura de rasante en el ala inferior				
Longitud	AsRasAI (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	344.0	3	Ø8	250
0.500	344.0	2	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.250	344.0	9	Ø8	250
2.221	344.0	8	Ø8	250
2.221	344.0	8	Ø8	250
2.250	344.0	9	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
2.500	344.0	10	Ø8	250
0.500	344.0	2	Ø8	250
0.529	344.0	3	Ø8	250

Armadura de rasante en el ala superior				
Longitud	AsRasAS (mm²/m)	Número Estribos	Barra	Sep. (mm)
0.529	459.4	6	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100

2.400	459.4	24	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.271	459.4	22	Ø8	100
2.200	459.4	22	Ø8	100
2.400	459.4	24	Ø8	100
2.600	459.4	26	Ø8	100
2.500	459.4	25	Ø8	100
0.500	459.4	5	Ø8	100
0.529	459.4	6	Ø8	100

Programa: CivileStudio

Versión: 46 - 31
Barcelona, 2020

CivileStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.

Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Licencia de uso concedida a: Universidad Politécnica de Valencia

Número de usuario: 11026

Proyecto:

Nombre del proyecto: *PS- 383.2*
Nombre de la estructura: *PS- 383.2*
Nombre del elemento estructural:
Tipo de estructura: *Vigas pretensadas*
Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*
Clase de estructura: *Tablero sin tierras*
Vida útil: *100 años*

Normativas:

Ámbito: *Normas europeas. Eurocódigos*

Unidades:

Sistema *S.I.*

Despiece:

Sistema Métrico Europeo

Módulo del programa:

Módulo Tablero de vigas
Nombre del archivo de proyecto:
Ruta de acceso: *c:\users\bruno\documents\upv\mención dual\proyecto\Auxiliar-ps-383.2 3\Tablero 1*

Informe:

Tipo de informe: *Informe de la Memoria de cálculo*

Índice

1 Verificaciones en la losa.

2 Modelo del tablero para el cálculo de la losa

3 ROTURA POR FLEXIÓN EN LA LOSA

- 3.1 Esfuerzos de flexión mayorados
 - 3.1.1 Situación persistente. Enfoque 2
 - 3.1.2 Situación accidental. Combinación sísmica
- 3.2 Armadura de flexión
- 3.3 Resumen de verificaciones

4 ROTURA POR CORTANTE EN LA LOSA

- 4.1 Esfuerzos cortantes mayorados
 - 4.1.1 Situación persistente. Enfoque 2
 - 4.1.2 Situación accidental. Combinación sísmica
- 4.2 Comprobación de las bielas de compresión
- 4.3 Armadura de cálculo de cortante
- 4.4 Armadura mínima de cortante
- 4.5 Resumen de verificaciones

5 VERIFICACIÓN DEL EL FISURACIÓN EN LA LOSA

- 5.1 w_{max}
 - 5.1.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente
- 5.2 Cálculo a fisuración
 - 5.2.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente
- 5.3 Resumen de verificaciones

1 Verificaciones en la losa.

Nombre del proyecto: PS- 383.2
Nombre de la estructura: PS- 383.2
Nombre del elemento estructural:
Tipo de estructura: Vigas pretensadas
Funcionalidad de la estructura: Estructura de Carretera
Clase de estructura: Tablero sin tierras
Vida útil: 100 años

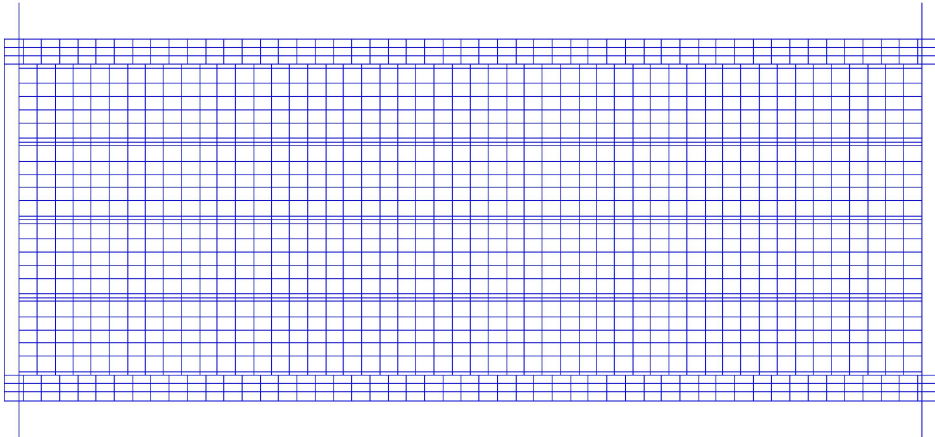
Losa		
Estado límite estructural último de rotura por flexión		
Situación persistente	Enfoque 2	Cumple
Situación accidental	Combinación sísmica	Cumple
Estado límite estructural de servicio de fisuración		
Situación persistente	Combinación cuasi permanente	Cumple
Estado límite estructural último de rotura por cortante		
Situación persistente	Enfoque 2	Cumple
Situación accidental	Combinación sísmica	Cumple
Obtención del despiece de la armadura		
Generación del armado	.	Cumple

2 Modelo del tablero para el cálculo de la losa

Para el cálculo de la losa del tablero se genera un modelo de emparrillado plano. Las vigas se modelizan mediante barras longitudinales. La losa se modeliza con barras longitudinales y transversales. Los parámetros de configuración de la discretización son:

- Se considera la deformación por cortante.
 - El programa calcula el ángulo de orientación de las barras transversales
 - El ángulo de orientación de la barras transversales respecto al eje x es
 - Mínima separación entre dos barras transversales
 - Máxima separación entre dos barras transversales
 - Máxima distancia entre barras longitudinales medida sobre los ejes de apoyos
 - Mínimo número de barras longitudinales entre vigas
 - Máximo número de barras longitudinales entre vigas
- | | | |
|---|---------|---|
| : | 100.000 | g |
| : | 0.100 | m |
| : | 0.500 | m |
| : | 0.500 | m |
| : | 3 | |
| : | 50 | |

Modelo del tablero para el cálculo de la losa



3 ROTURA POR FLEXIÓN EN LA LOSA

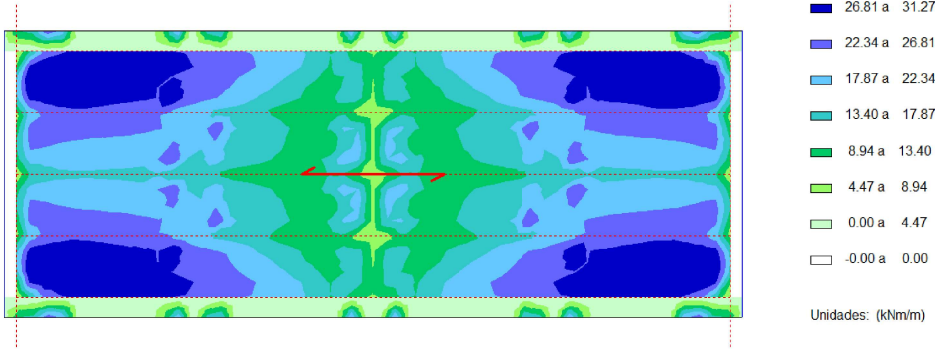
En este apartado se presentan las envolventes de los esfuerzos flectores para cada combinación, y las armaduras de flexión obtenidas. La flexión positiva corresponde a tracciones en la cara inferior de la losa.

3.1 Esfuerzos de flexión mayorados

3.1.1 Situación persistente. Enfoque 2

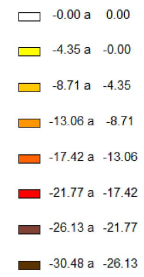
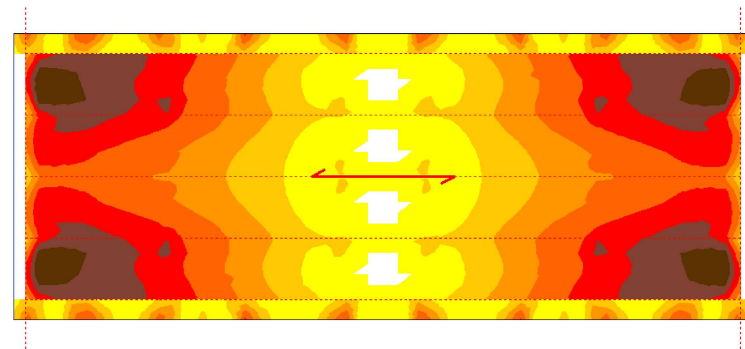
Momento longitudinal. Flexión positiva (W-A) (kNm/m)

Situación persistente. Enfoque 2



Momento longitudinal. Flexión negativa (W-A) (kNm/m)

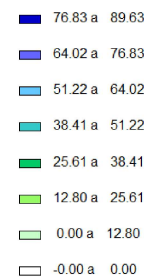
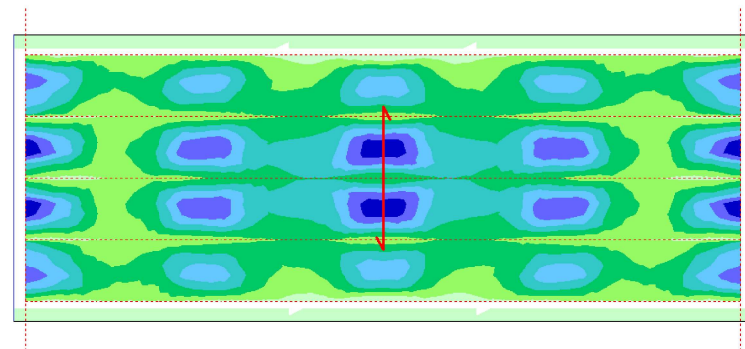
Situación persistente. Enfoque 2



Unidades: (kNm/m)

Momento transversal. Flexión positiva (W-A) (kNm/m)

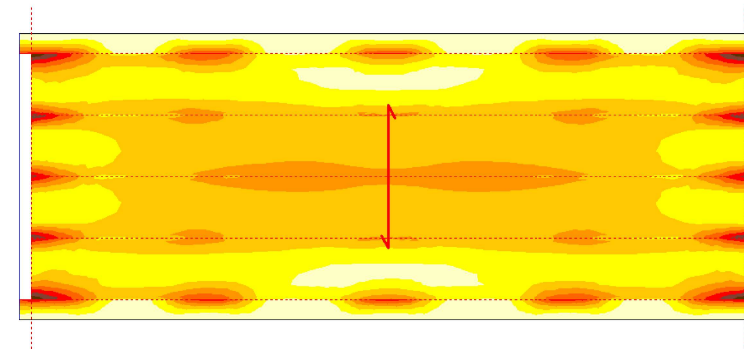
Situación persistente. Enfoque 2



Unidades: (kNm/m)

Momento transversal. Flexión negativa (W-A) (kNm/m)

Situación persistente. Enfoque 2

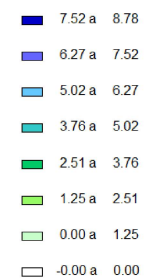
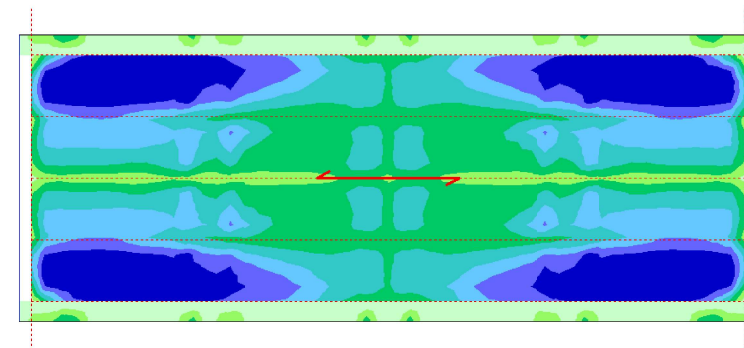


Unidades: (kNm/m)

3.1.2 Situación accidental. Combinación sísmica

Momento longitudinal. Flexión positiva (W-A) (kNm/m)

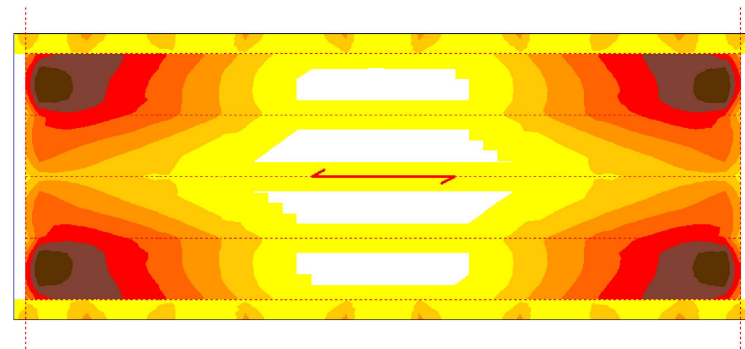
Situación accidental. Combinación sísmica



Unidades: (kNm/m)

Momento longitudinal. Flexión negativa (W-A) (kNm/m)

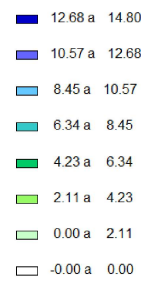
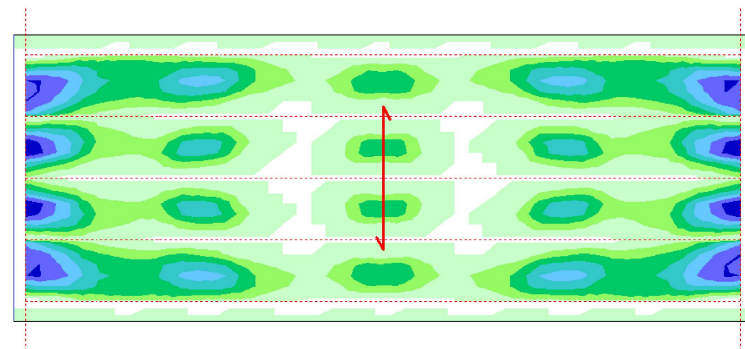
Situación accidental. Combinación sísmica



Unidades: (kNm/m)

Momento transversal. Flexión positiva (W-A) (kNm/m)

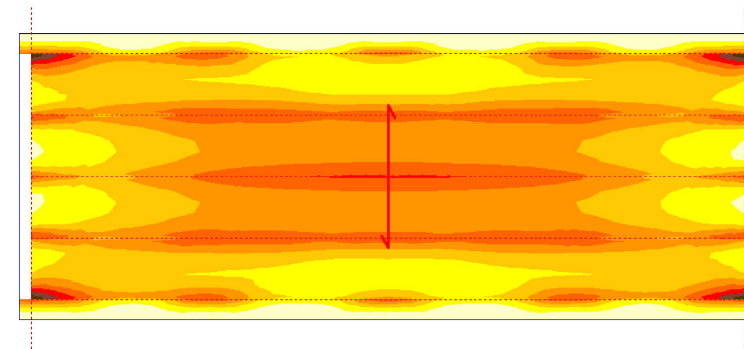
Situación accidental. Combinación sísmica



Unidades: (kNm/m)

Momento transversal. Flexión negativa (W-A) (kNm/m)

Situación accidental. Combinación sísmica



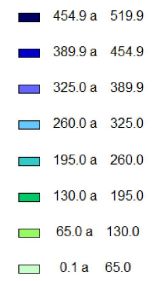
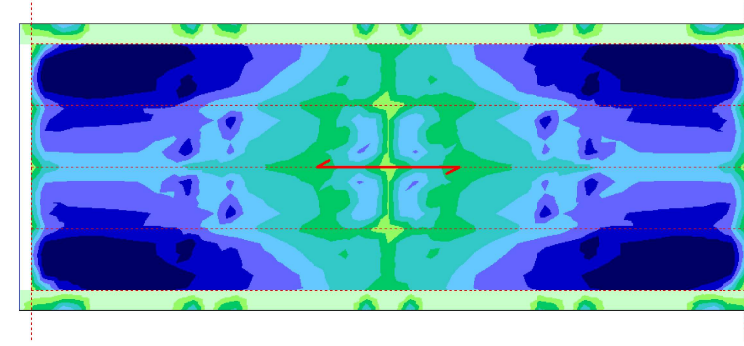
Unidades: (kNm/m)

3.2 Armadura de flexión

En este apartado se presenta la armadura máxima de entre la necesaria por cálculo y la mínima.

Armadura de cálculo longitudinal inferior (mm²/m)

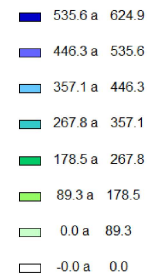
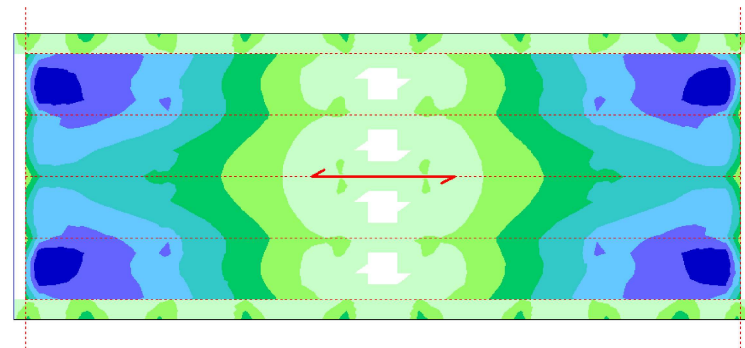
Envolvente global



Unidades: (mm²/m)

Armadura de cálculo longitudinal superior (mm²/m)

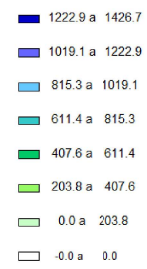
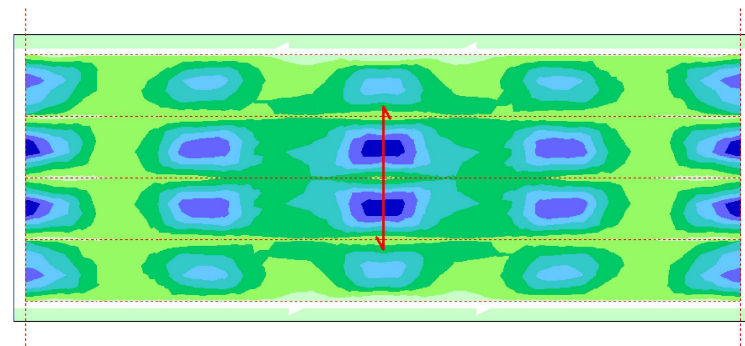
Envolvente global



Unidades: (mm²/m)

Armadura de cálculo transversal inferior (mm²/m)

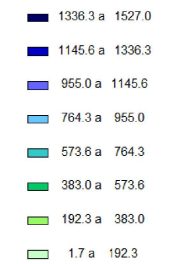
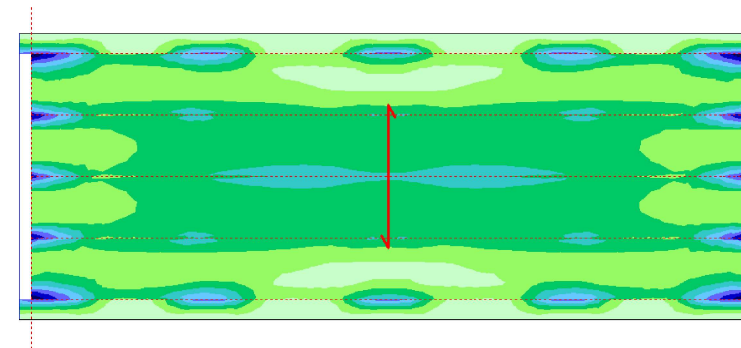
Envolvente global



Unidades: (mm²/m)

Armadura de cálculo transversal superior (mm²/m)

Envolvente global



Unidades: (mm²/m)

3.3 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

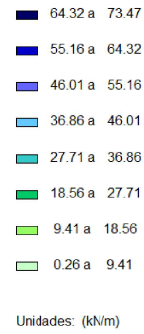
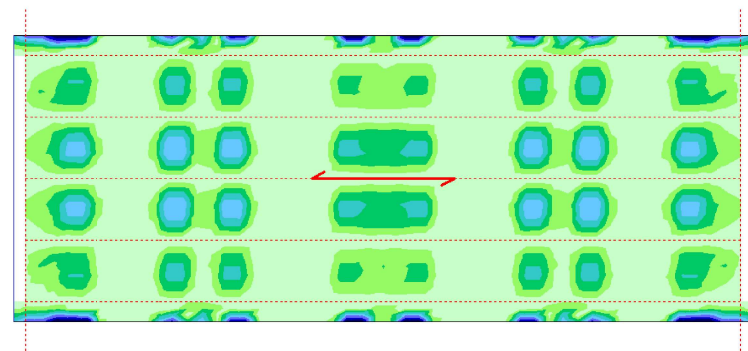
4 ROTURA POR CORTANTE EN LA LOSA

En este apartado se presentan las envolventes de los esfuerzos cortantes para cada combinación, y las armaduras de cortante obtenidas.

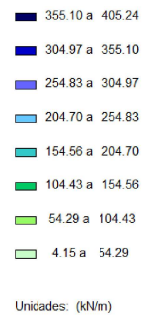
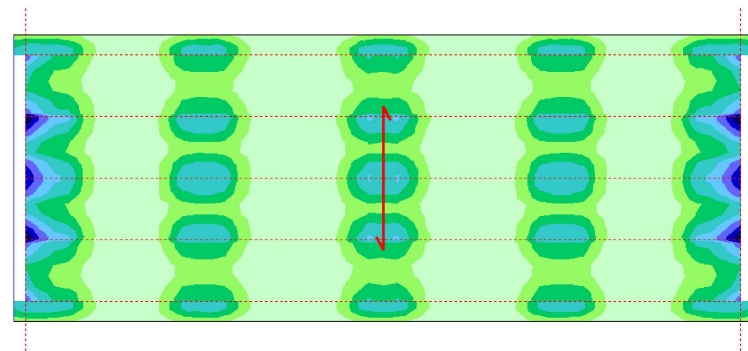
4.1 Esfuerzos cortantes mayorados

4.1.1 Situación persistente. Enfoque 2

Cortante longitudinal
Situación persistente. Enfoque 2

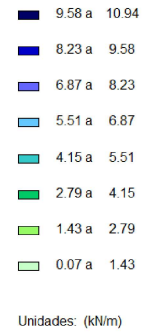
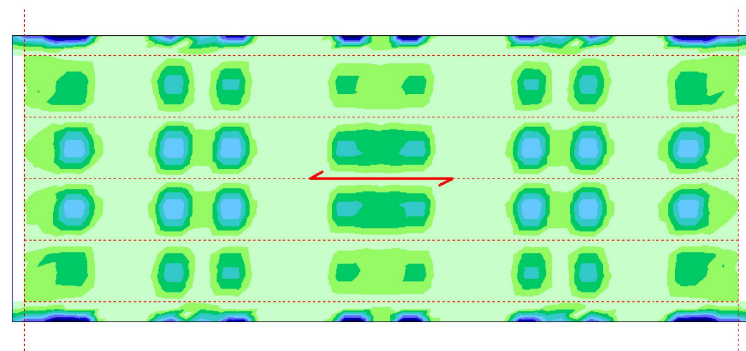


Cortante transversal
Situación persistente. Enfoque 2

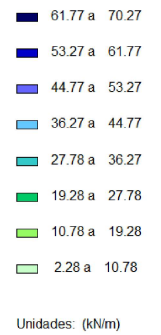
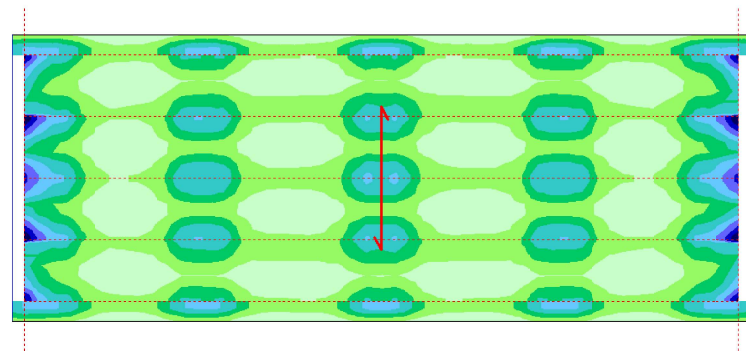


4.1.2 Situación accidental. Combinación sísmica

Cortante longitudinal
Situación accidental. Combinación sísmica

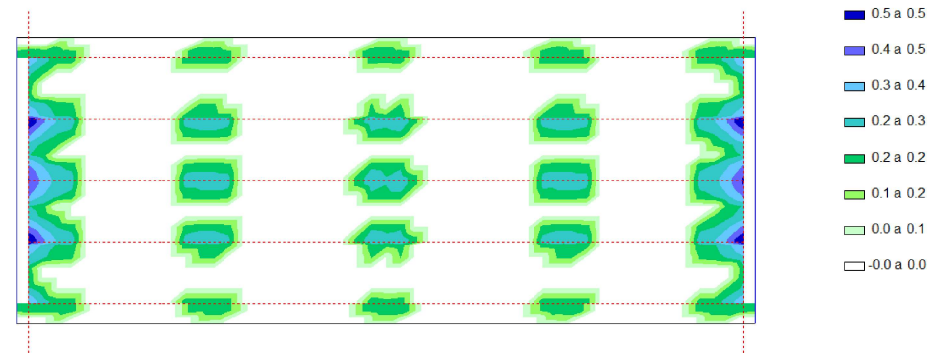


Cortante transversal
Situación accidental. Combinación sísmica



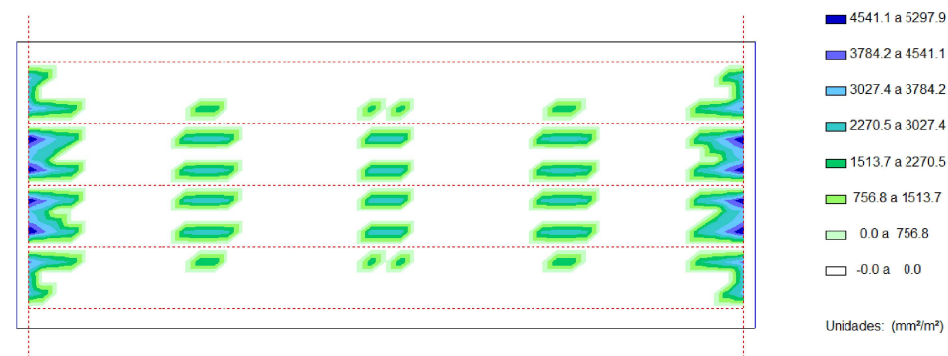
4.2 Comprobación de las bielas de compresión

Resultado de la comprobación $(V_{Edx}/V_{Rdmax, x})^2 + (V_{Edy}/V_{Rdmax, y})^2$



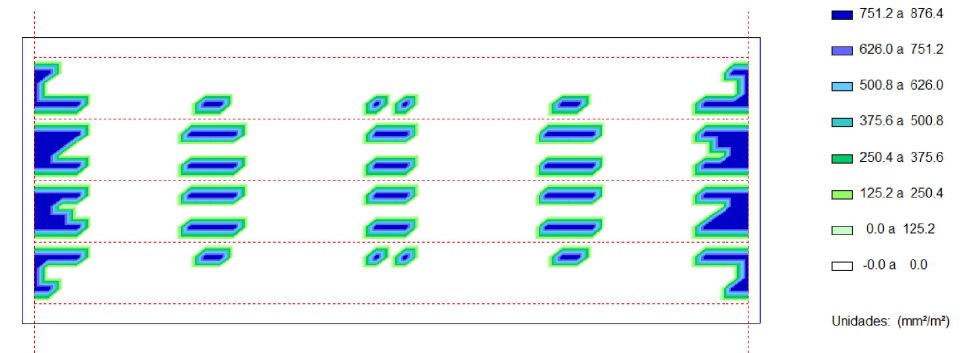
4.3 Armadura de cálculo de cortante

Armadura de cortante
Envolvente global



4.4 Armadura mínima de cortante

Armadura mínima de cortante
Envolvente global



4.5 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Enfoque 2. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. Verifica la comprobación.

5 VERIFICACIÓN DEL EL FISURACIÓN EN LA LOSA

5.1 wmax

5.1.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente

Programa: CivileStudio

Versión: 46 - 31
Barcelona, 2020

CivileStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.

Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Licencia de uso concedida a: Universidad Politécnica de Valencia

Número de usuario: 11026

Proyecto:

Nombre del proyecto: *PS- 383.2*

Nombre de la estructura: *PS- 383.2*

Nombre del elemento estructural:

Tipo de estructura: *Estribo con cimentación superficial*

Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*

Clase de estructura: *Estribo cerrado*

Vida útil: *100 años*

Normativas:

Ámbito: *Normas europeas. Eurocódigos*

Unidades:

Sistema *S.I.*

Despiece:

Sistema Métrico Europeo

Módulo del programa:

Módulo Estribo cerrado

Nombre del archivo de proyecto:

Ruta de acceso: *c:\users\bruno\documents\upv\mención dual\proyecto\Auxiliar-ps-383.2_3\Estribo 1*

Informe:

Tipo de informe: *Memoria de cálculo*

Índice

1 ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN

- 1.1 Zapata
 - 1.1.1 Esfuerzos de cálculo
 - 1.1.2 Armaduras de cálculo
- 1.2 Muro frontal
 - 1.2.1 Esfuerzos de cálculo
 - 1.2.2 Armaduras de cálculo
- 1.3 Aleta 1
 - 1.3.1 Esfuerzos de cálculo
 - 1.3.2 Armaduras de cálculo
- 1.4 Aleta2
 - 1.4.1 Esfuerzos de cálculo
 - 1.4.2 Armaduras de cálculo
- 1.5 Resumen de verificaciones

2 ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

- 2.1 Zapata
 - 2.1.1 Esfuerzos de cálculo
 - 2.1.2 Cálculo de E.L. de fisuración
- 2.2 Muro frontal
 - 2.2.1 Esfuerzos de cálculo
 - 2.2.2 Cálculo de E.L. de fisuración
- 2.3 Aleta 1
 - 2.3.1 Esfuerzos de cálculo
 - 2.3.2 Cálculo de E.L. de fisuración
- 2.4 Aleta2
 - 2.4.1 Esfuerzos de cálculo
 - 2.4.2 Cálculo de E.L. de fisuración
- 2.5 Cálculo de las armaduras bajo los apoyos
- 2.6 Resumen de verificaciones

3 ESTADO LÍMITE DE CORTANTE

- 3.1 Zapata
 - 3.1.1 Esfuerzos de cálculo
 - 3.1.2 Comprobación de las bielas de compresión
 - 3.1.3 Armaduras de cortante
- 3.2 Muro frontal
 - 3.2.1 Esfuerzos de cálculo
 - 3.2.2 Comprobación de las bielas de compresión
 - 3.2.3 Armaduras de cortante
- 3.3 Aleta 1
 - 3.3.1 Esfuerzos de cálculo
 - 3.3.2 Comprobación de las bielas de compresión
 - 3.3.3 Armaduras de cortante
- 3.4 Aleta2
 - 3.4.1 Esfuerzos de cálculo
 - 3.4.2 Comprobación de las bielas de compresión
 - 3.4.3 Armaduras de cortante

3.5 Resumen de verificaciones

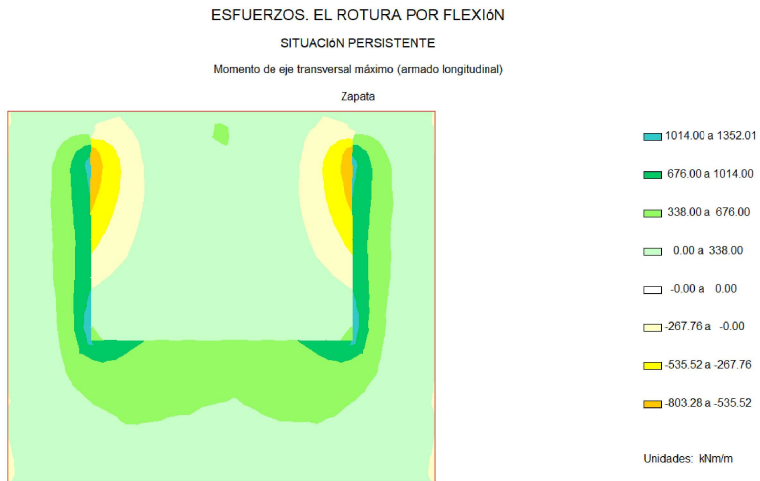
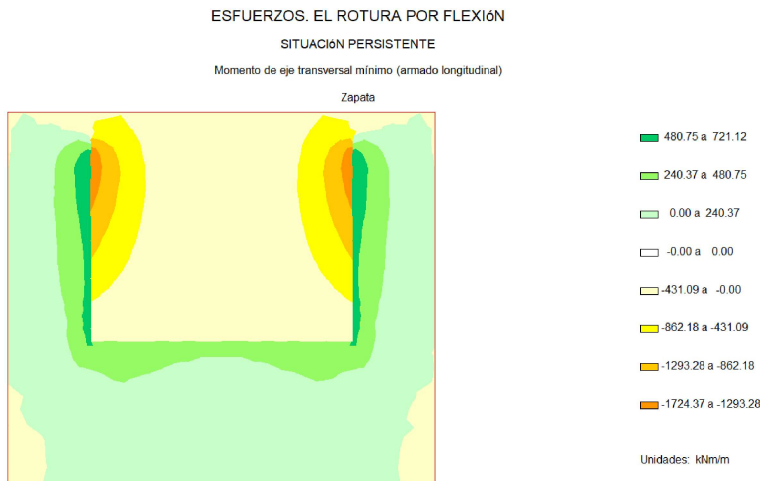
4 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES

- 4.1 Muro frontal
 - 4.1.1 Deformaciones
 - 4.1.2 Cálculo de E.L. de deformaciones
 - 4.1.2.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Fase de construcción
 - 4.1.2.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio
 - 4.1.2.3 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito
 - 4.1.2.4 Situación persistente. Combinación frecuente. Fase de construcción
 - 4.1.2.5 Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio
 - 4.1.2.6 Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito
 - 4.1.2.7 Situación persistente. Combinación característica. Fase de construcción
 - 4.1.2.8 Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio
 - 4.1.2.9 Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito
- 4.2 Aleta 1
- 4.3 Aleta2
- 4.4 Resumen de verificaciones

1 ESTADO LÍMITE DE FLEXIÓN

1.1 Zapata

1.1.1 Esfuerzos de cálculo

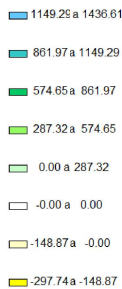
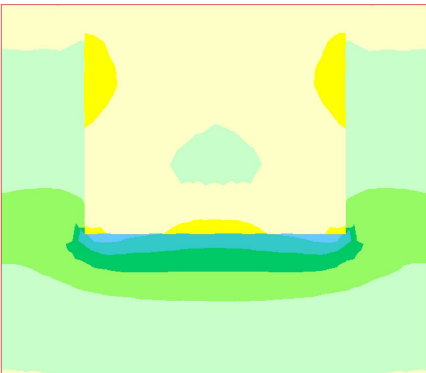


ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje longitudinal mínimo (armado transversal)

Zapata



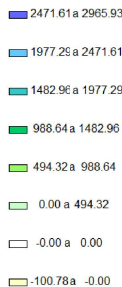
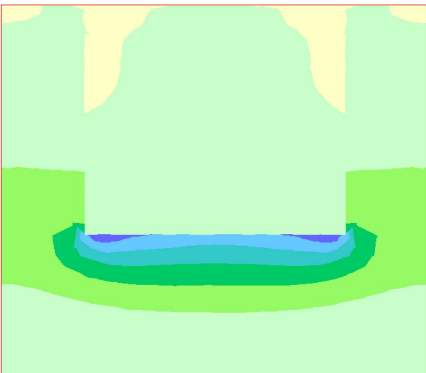
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje longitudinal máximo (armado transversal)

Zapata



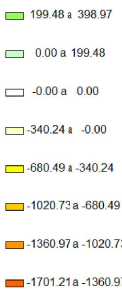
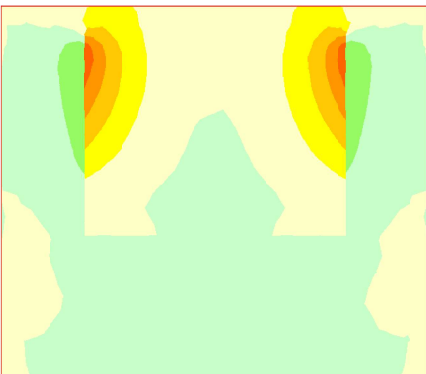
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje transversal mínimo (armado longitudinal)

Zapata



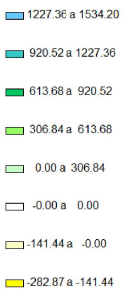
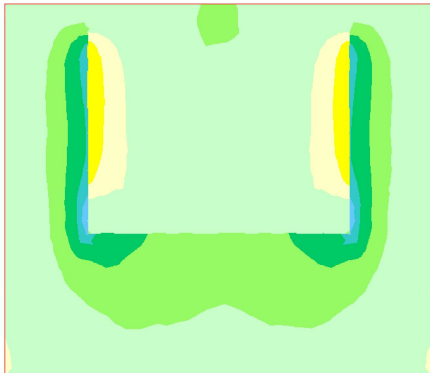
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje transversal máximo (armado longitudinal)

Zapata



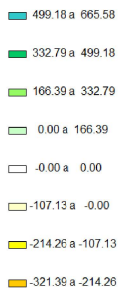
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje longitudinal mínimo (armado transversal)

Zapata



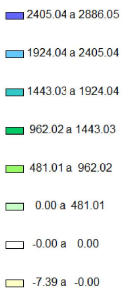
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

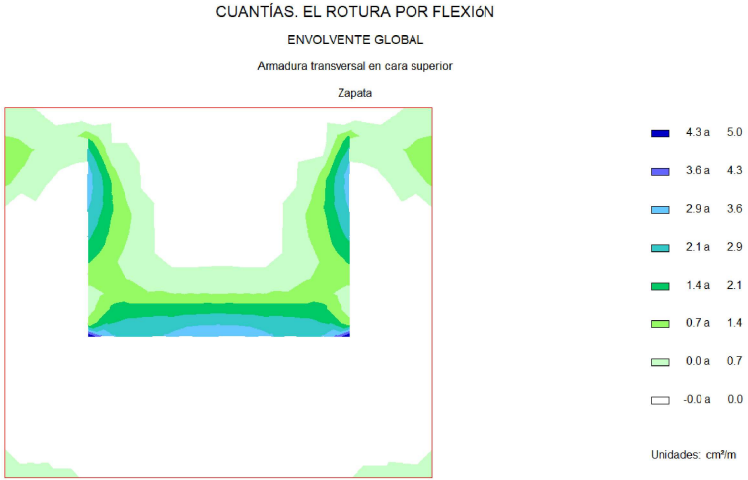
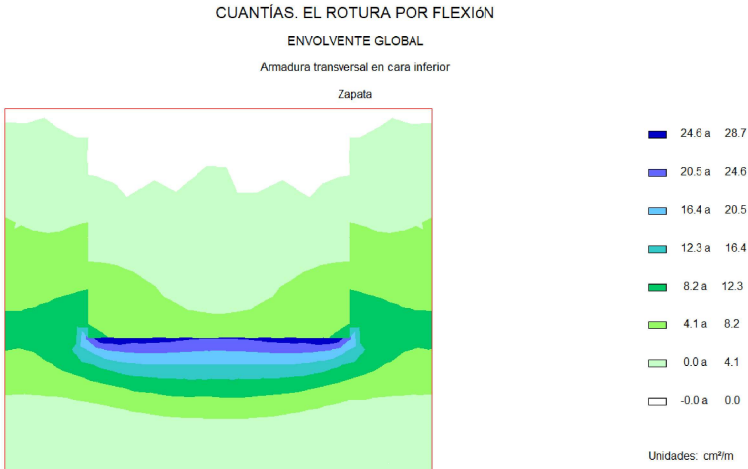
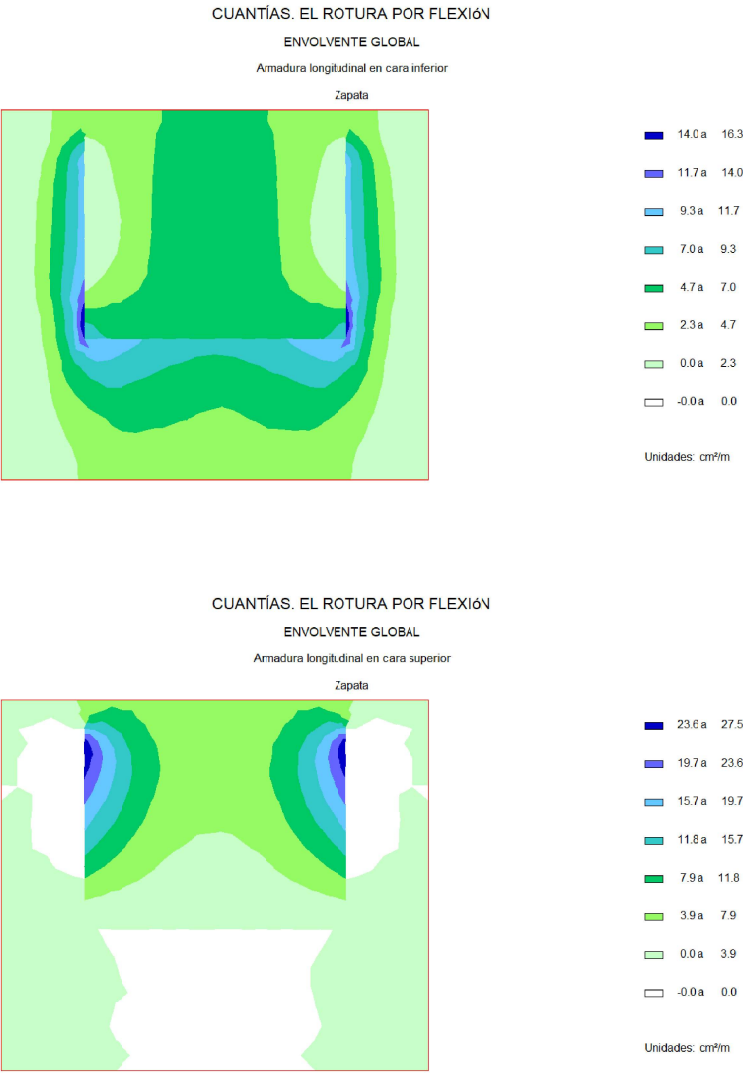
Momento de eje longitudinal máximo (armado transversal)

Zapata



Unidades: kNm/m

1.1.2 Armaduras de cálculo



1.2 Muro frontal

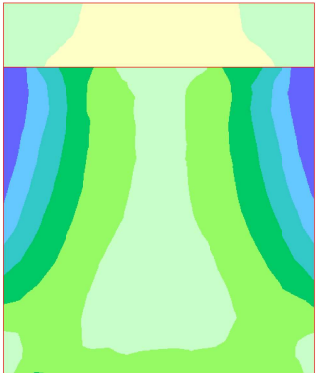
1.2.1 Esfuerzos de cálculo

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje vertical mínimo (armado horizontal)

Muro frontal



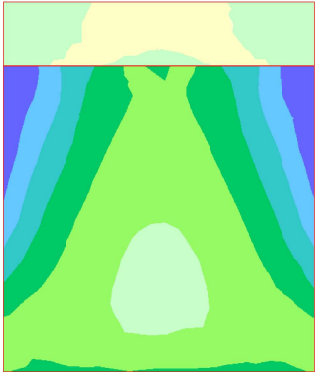
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje vertical máximo (armado horizontal)

Muro frontal



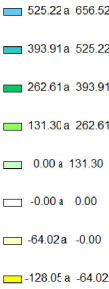
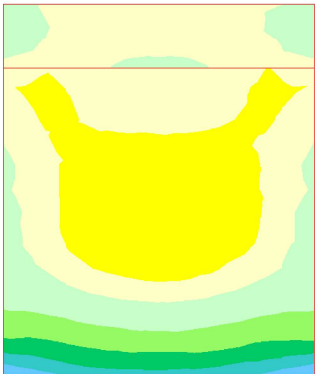
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje horizontal mínimo (armado vertical)

Muro frontal



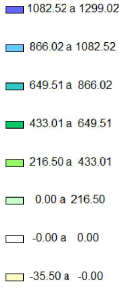
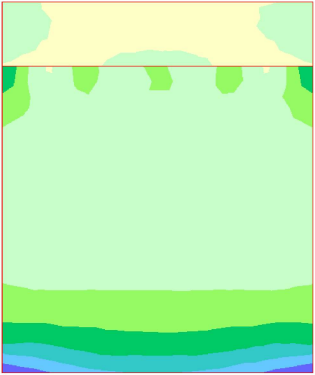
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN PERSISTENTE

Momento de eje horizontal máximo (armado vertical)

Muro frontal



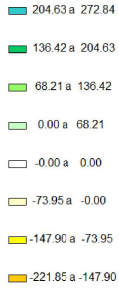
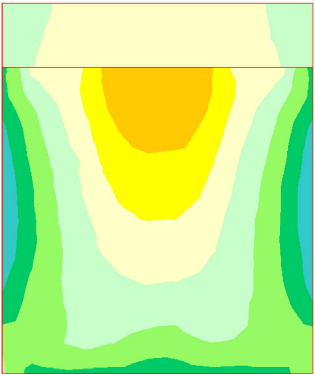
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje vertical mínimo (armado horizontal)

Muro frontal



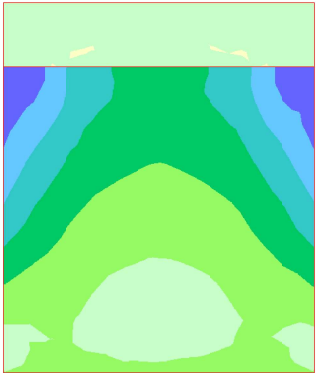
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje vertical máximo (armado horizontal)

Muro frontal



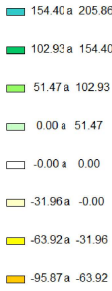
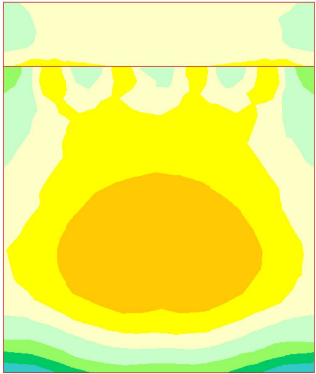
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje horizontal mínimo (armado vertical)

Muro frontal



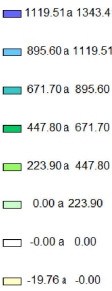
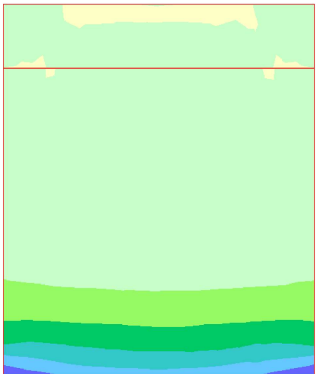
Unidades: kNm/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Momento de eje horizontal máximo (armado vertical)

Muro frontal



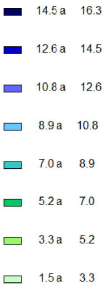
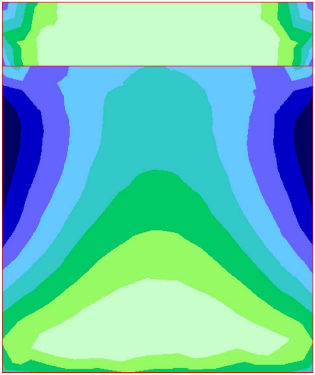
Unidades: kNm/m

CUANTÍAS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

ENVOLVENTE GLOBAL

Armadura horizontal en cara interior

Muro frontal



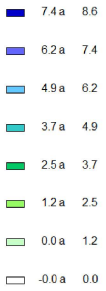
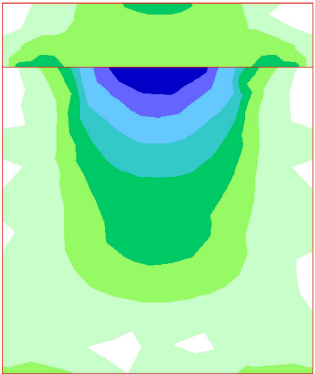
Unidades: cm²/m

CUANTÍAS. EL ROTURA POR FLEXIÓN

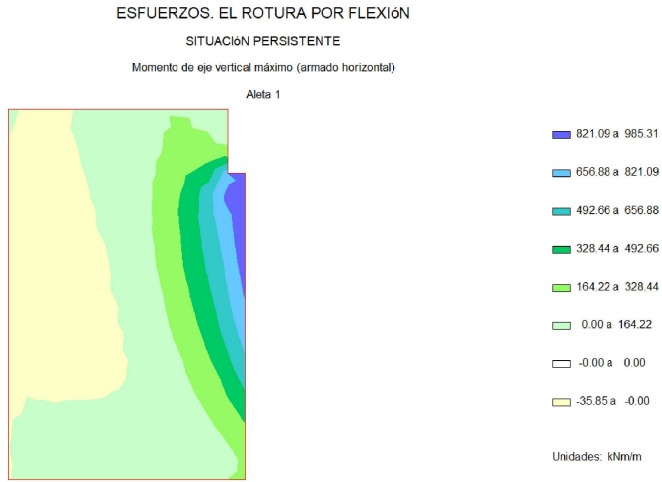
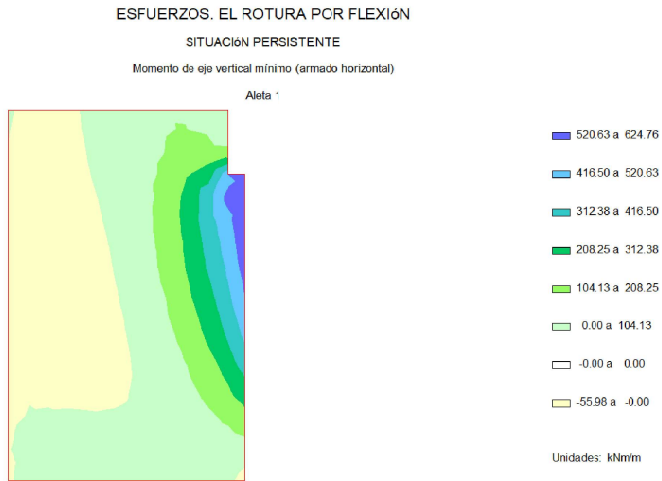
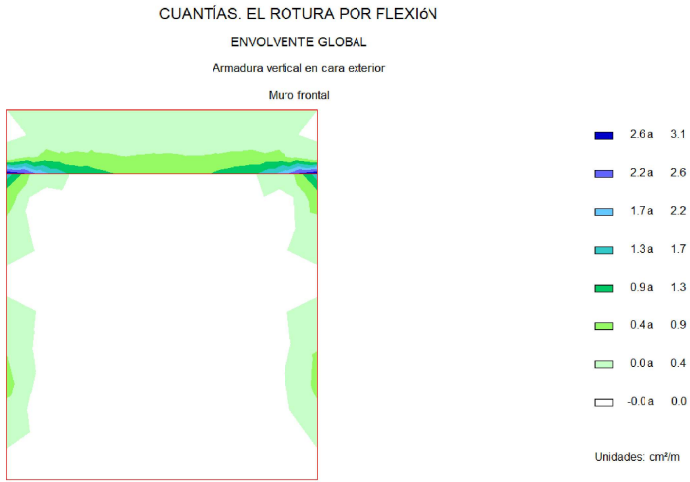
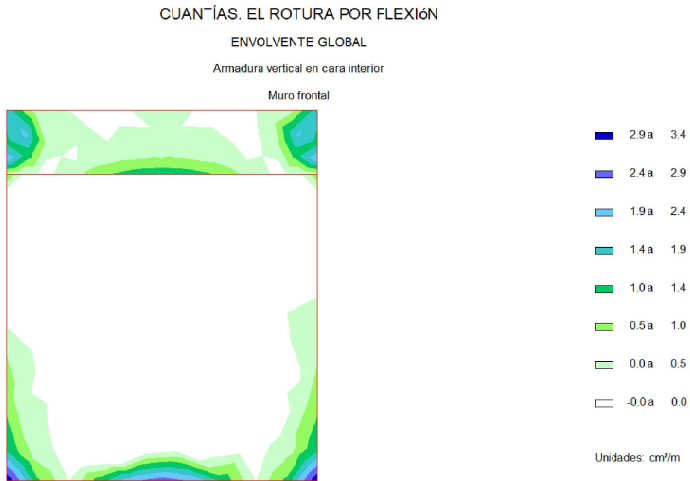
ENVOLVENTE GLOBAL

Armadura horizontal en cara exterior

Muro frontal

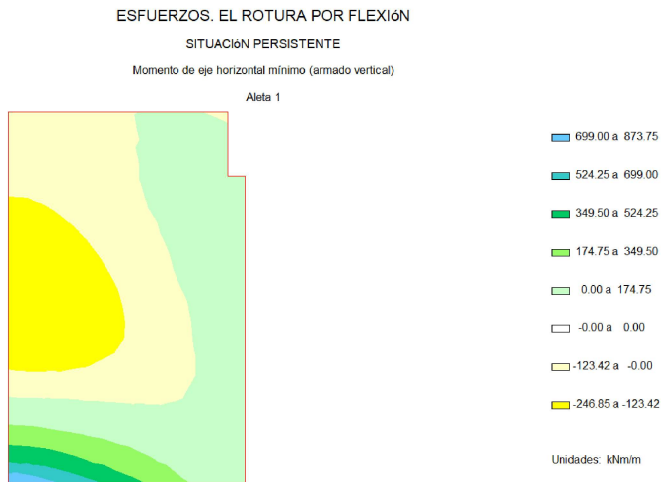


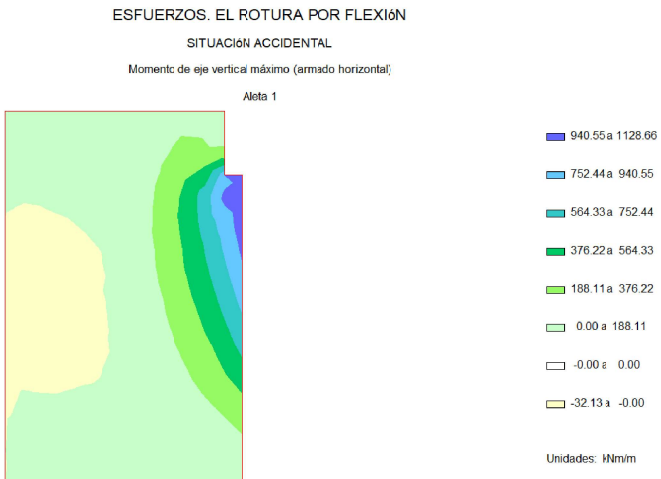
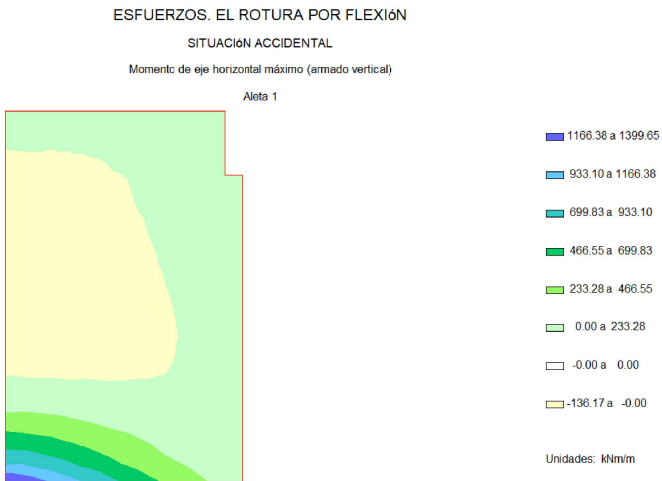
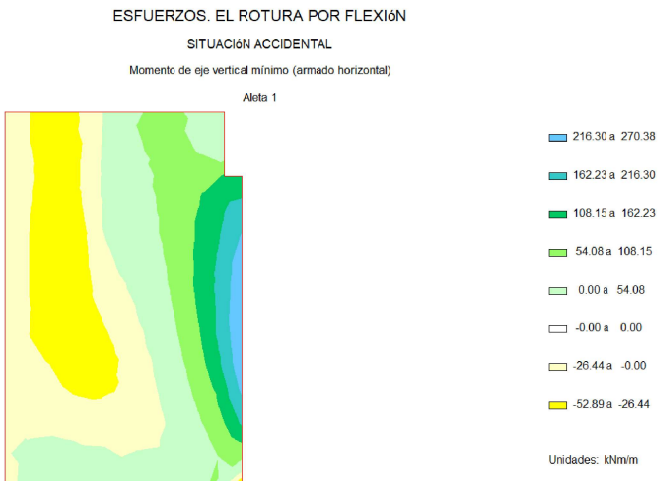
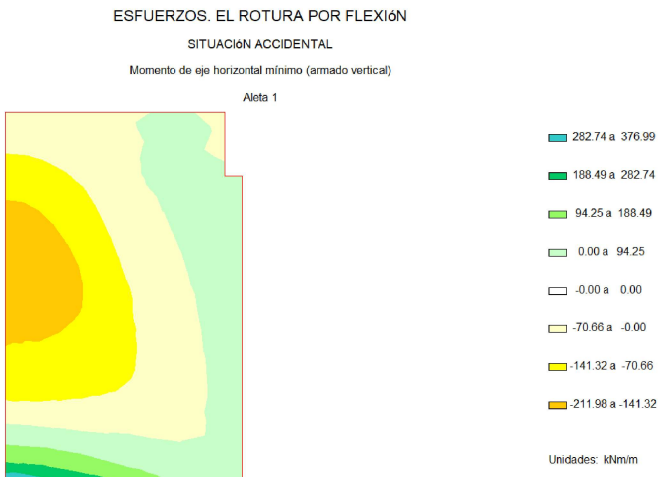
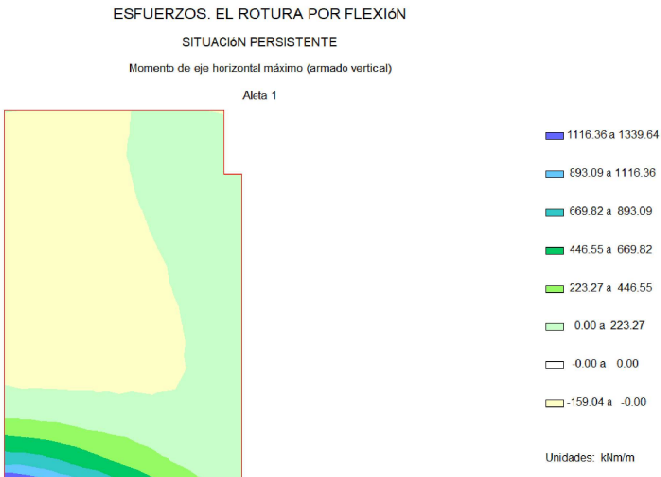
Unidades: cm²/m



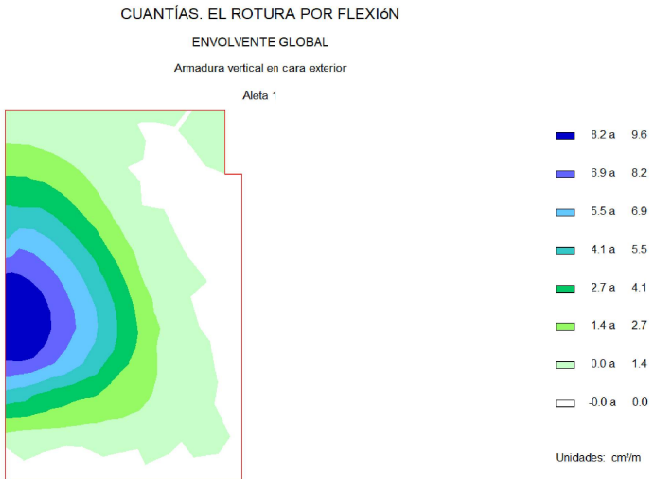
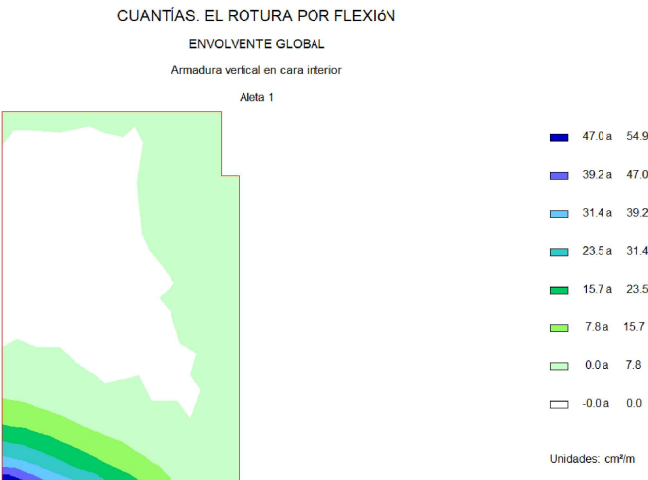
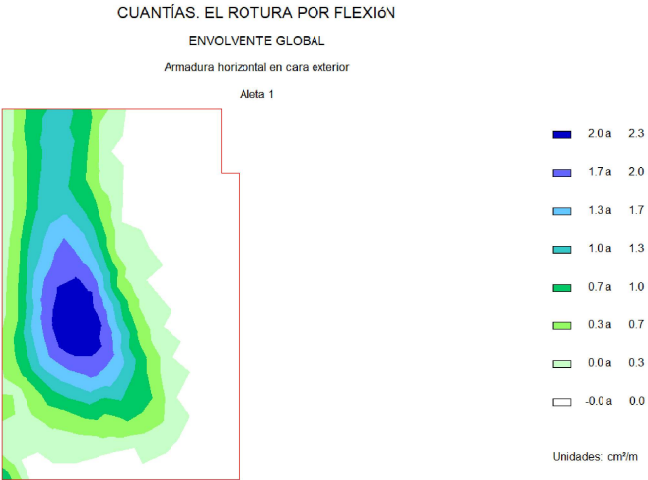
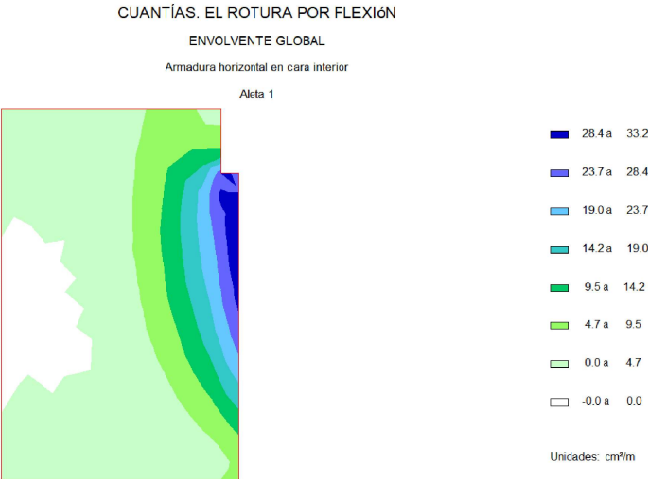
1.3 Aleta 1

1.3.1 Esfuerzos de cálculo



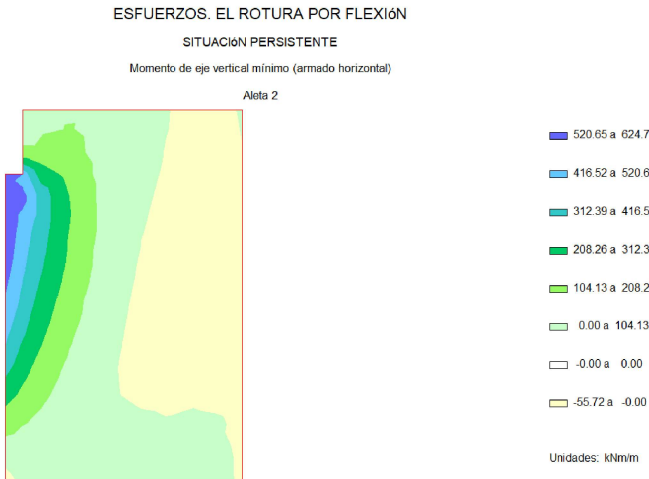


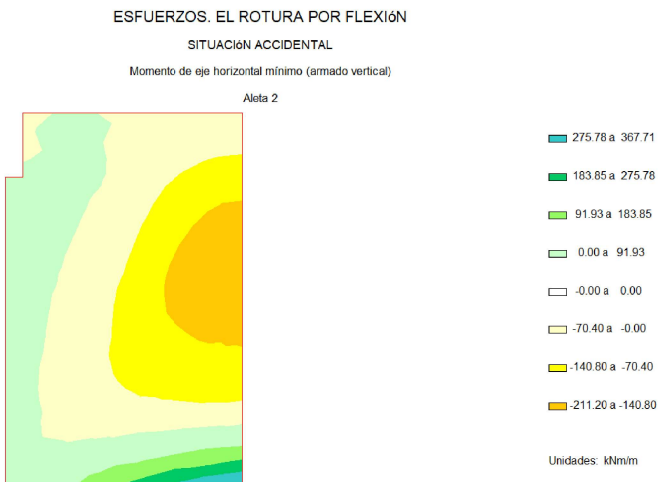
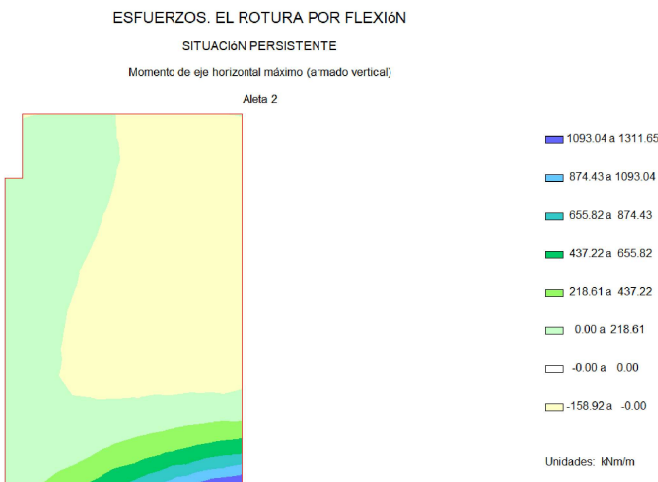
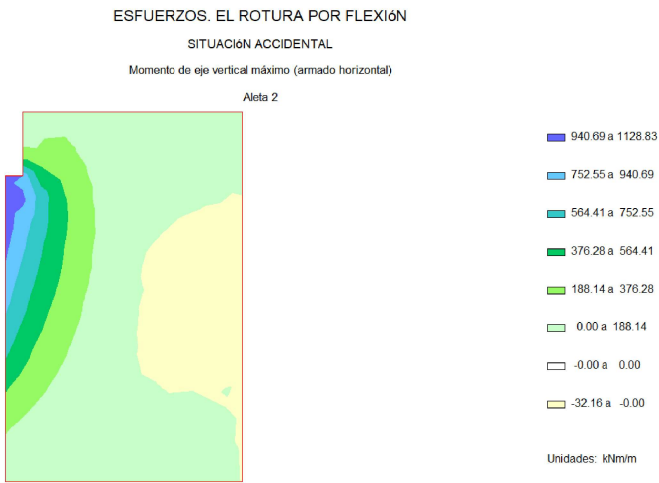
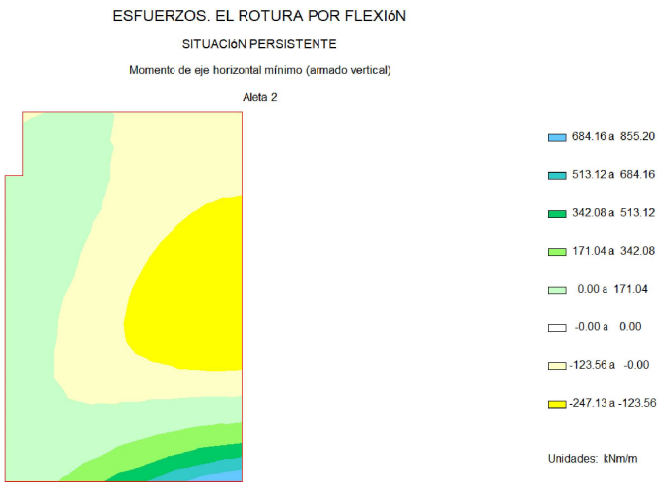
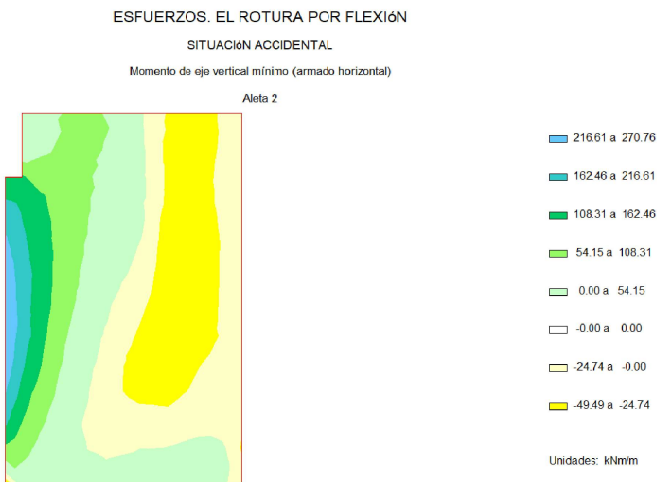
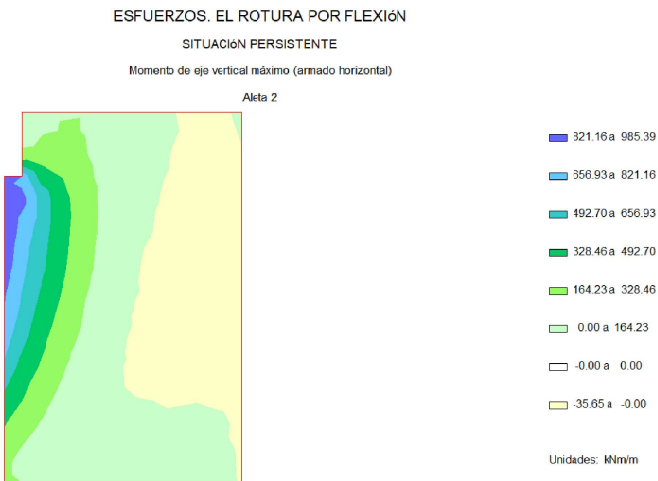
1.3.2 Armaduras de cálculo



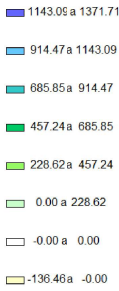
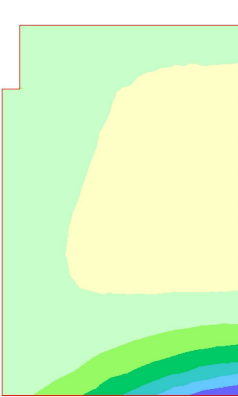
1.4 Aleta2

1.4.1 Esfuerzos de cálculo





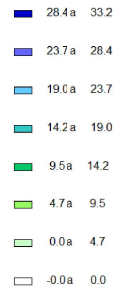
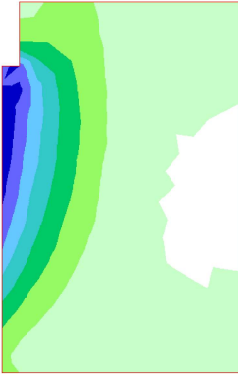
ESFUERZOS. EL ROTURA POR FLEXIÓN
SITUACIÓN ACCIDENTAL
Momento de eje horizontal máximo (armado vertical)



Unidades: kNm/m

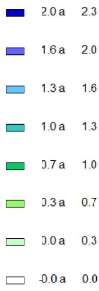
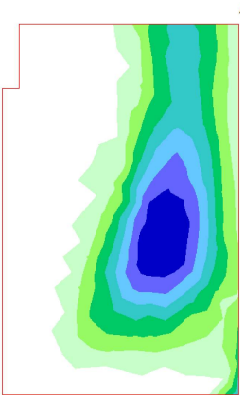
1.4.2 Armaduras de cálculo

CUNTIÁS. EL ROTURA POR FLEXIÓN
ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura horizontal en cara interior
Ala 2



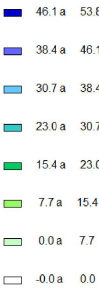
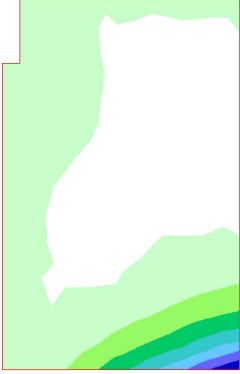
Unidades: cm²/m

CUNTIÁS. EL ROTURA POR FLEXIÓN
ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura horizontal en cara exterior
Ala 2



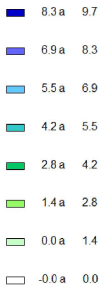
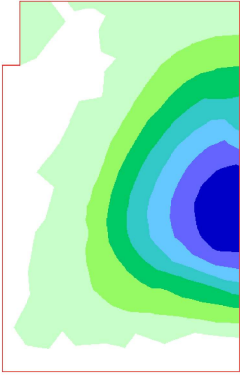
Unidades: cm²/m

CUNTIÁS. EL ROTURA POR FLEXIÓN
ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura vertical en cara interior
Ala 2



Unidades: cm²/m

CUNTIÁS. EL ROTURA POR FLEXIÓN
ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura vertical en cara exterior
Ala 2



Unidades: cm²/m

1.5 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Pilotes. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Losa de transición. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Pilotes. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Losa de transición. Verifica la comprobación.

Zapata :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.

Muro frontal :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.

Aleta 1 :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.

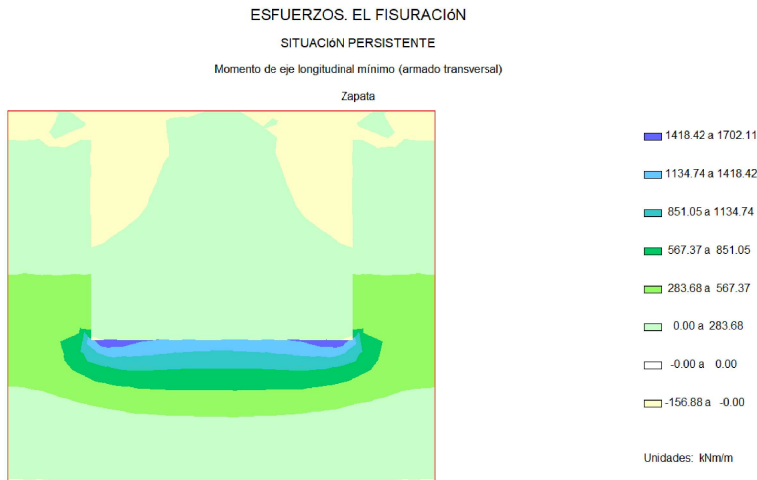
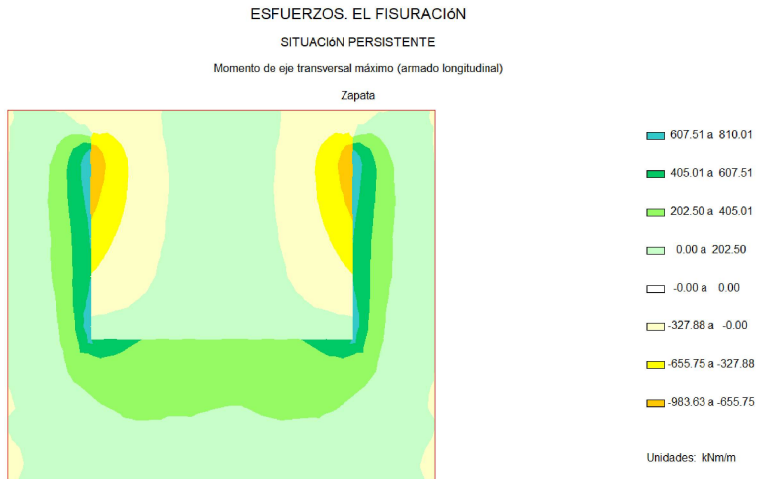
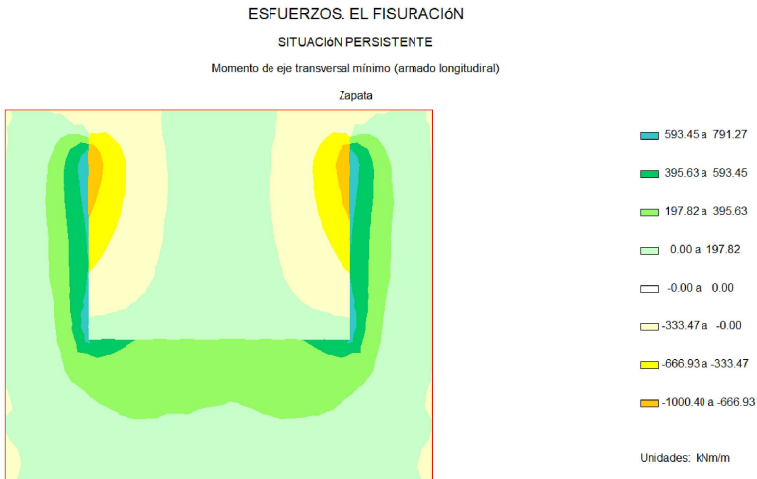
Aleta 2 :

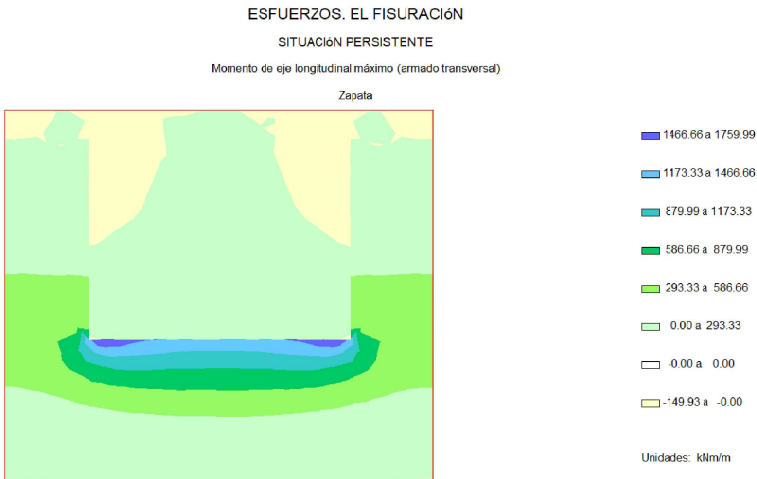
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.

2 ESTADO LÍMITE DE FISURACIÓN

2.1 Zapata

2.1.1 Esfuerzos de cálculo





2.1.2 Cálculo de E.L. de fisuración

Zapata. Armadura transversal. Cara inferior

Recubrimiento mecánico: 0.040 m
Recubrimiento geométrico: 0.030 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara inferior (cm2)	As. flexión Cara superior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	-241.0	-40.8	0.03	0.30
2	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	414.2	1759.2	0.20	0.30
3	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	414.2	1760.0	0.20	0.30
4	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	414.2	1760.0	0.20	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara inferior
El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.

Zapata. Armadura longitudinal. Cara inferior

Recubrimiento mecánico: 0.060 m
Recubrimiento geométrico: 0.030 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara inferior (cm2)	As. flexión Cara superior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	-397.2	-983.6	0.00	0.30
2	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	172.1	783.5	0.09	0.30
3	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	-35.9	810.0	0.11	0.30
4	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	-35.9	810.0	0.11	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara inferior
El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.

Zapata. Armadura transversal. Cara superior

Recubrimiento mecánico: 0.040 m

Recubrimiento geométrico: 0.030 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara inferior (cm2)	As. flexión Cara superior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	-241.0	-40.8	0.04	0.30
2	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	414.2	1759.2	0.00	0.30
3	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	31.1	-156.9	0.01	0.30
4	1.000	2.000	29.52	29.52	Ø20 a 0.100 m	31.1	-156.9	0.01	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara superior
El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.

Zapata. Armadura longitudinal. Cara superior

Recubrimiento mecánico: 0.060 m
Recubrimiento geométrico: 0.030 m

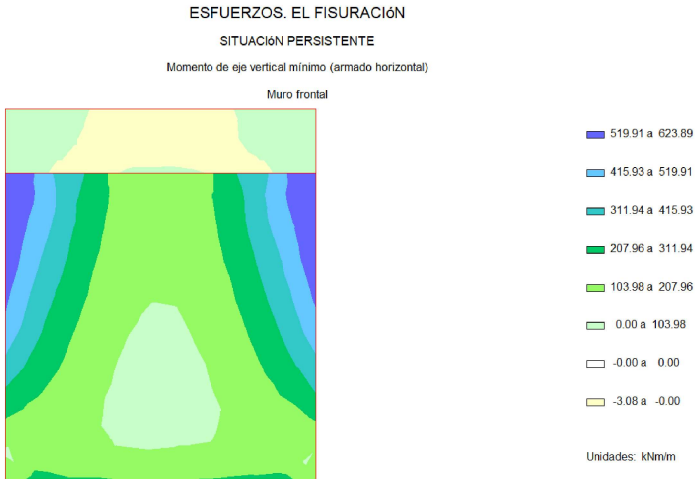
Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara inferior (cm2)	As. flexión Cara superior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	-397.1	-986.7	0.22	0.30
2	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	172.0	766.3	0.00	0.30
3	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	-396.9	-1000.4	0.23	0.30
4	1.000	2.000	29.22	29.22	Ø20 a 0.100 m	-396.9	-1000.4	0.23	0.30

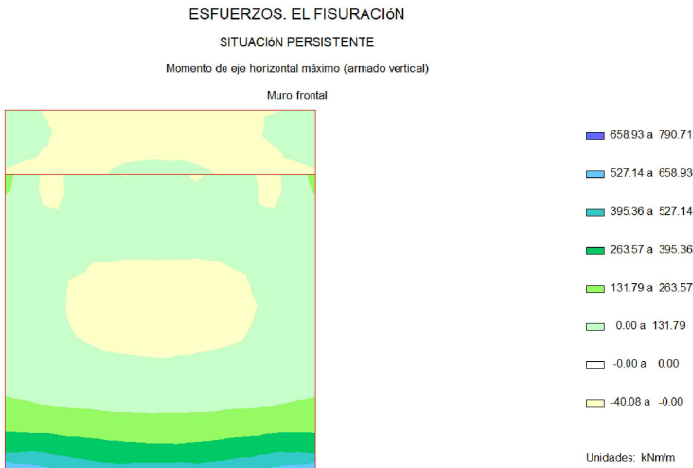
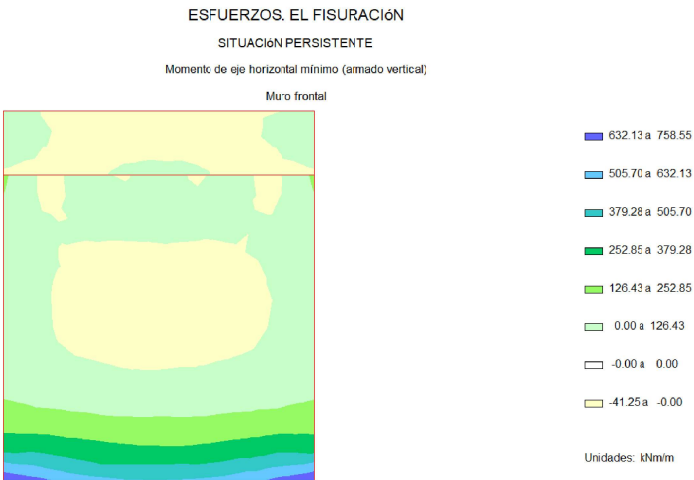
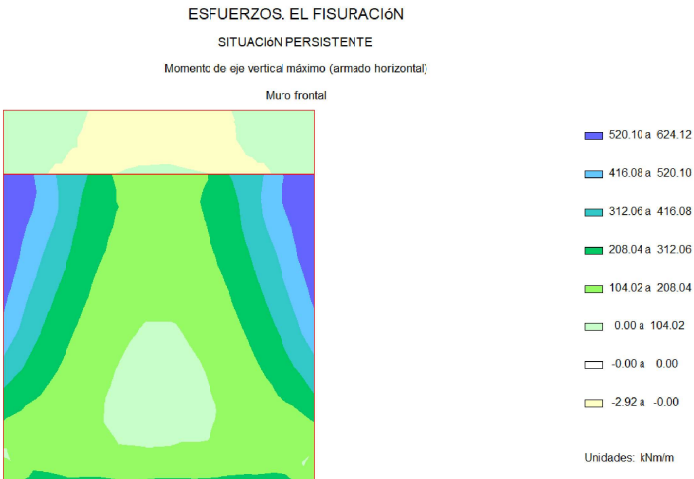
Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara superior
El momento positivo comprime la fibra de la cara superior

Sí cumple.

2.2 Muro frontal

2.2.1 Esfuerzos de cálculo





2.2.2 Cálculo de E.L. de fisuración

Muro frontal. Muro. Armadura vertical. Cara exterior

Recubrimiento mecánico: 0.065 m
Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	58.7	-40.1	0.00	0.30
2	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	1942.9	790.7	0.00	0.30
3	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	60.3	-41.2	0.00	0.30
4	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	60.5	-41.2	0.00	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Muro. Armadura horizontal. Cara exterior

Recubrimiento mecánico: 0.045 m
Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	-360.0	148.1	0.00	0.30
2	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	291.0	623.3	0.00	0.30
3	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	-31.1	73.8	0.00	0.30
4	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	-29.7	73.7	0.00	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Muro. Armadura vertical. Cara interior

Recubrimiento mecánico: 0.065 m

Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	58.7	-40.1	0.00	0.30
2	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	1942.9	790.7	0.00	0.30
3	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	1942.9	790.7	0.00	0.30
4	1.000	1.950	31.46	31.46	Ø32 a 0.250 m	1942.9	790.7	0.00	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Muro. Armadura horizontal. Cara interior

Recubrimiento mecánico: 0.045 m

Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	-360.0	148.1	0.09	0.30
2	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	291.0	623.3	0.06	0.30
3	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	-269.3	624.1	0.15	0.30
4	1.000	1.950	31.80	31.80	Ø32 a 0.250 m	-269.3	624.1	0.15	0.30
5	1.000	0.600	12.40	9.26	Ø32 a 0.250 m	-315.7	97.5	0.10	0.30
6	1.000	0.600	12.40	9.26	Ø32 a 0.250 m	-21.2	88.6	0.05	0.30
7	1.000	0.600	12.40	9.26	Ø32 a 0.250 m	-172.8	97.7	0.08	0.30
8	1.000	0.600	12.40	9.26	Ø32 a 0.250 m	-172.8	97.7	0.08	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Espaldón. Armadura vertical. Cara trasera

Recubrimiento mecánico: 0.065 m

Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.300	3.92	3.92	Ø12 a 0.250 m	-13.1	9.4	0.11	0.30
2	1.000	0.300	3.92	3.92	Ø12 a 0.250 m	5.9	-1.9	0.00	0.30
3	1.000	0.300	3.92	3.92	Ø12 a 0.250 m	0.4	9.7	0.10	0.30
4	1.000	0.300	3.92	3.92	Ø12 a 0.250 m	-12.3	9.8	0.11	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Espaldón. Armadura horizontal. Cara trasera

Recubrimiento mecánico: 0.045 m

Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.300	12.18	4.26	Ø20 a 0.250 m	-109.8	-2.9	0.04	0.30
2	1.000	0.300	12.18	4.26	Ø20 a 0.250 m	-25.2	27.2	0.10	0.30
3	1.000	0.300	12.18	4.26	Ø20 a 0.250 m	-31.0	61.6	0.21	0.30
4	1.000	0.300	12.18	4.26	Ø20 a 0.250 m	-30.6	61.7	0.21	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Espaldón. Armadura vertical. Cara frontal

Recubrimiento mecánico: 0.065 m

Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
s	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.000	1.000	0.600	8.93	Ø20 a 0.350 m	-53.4	-14.1	0.14	0.30
2	0.000	1.000	0.600	8.93	Ø20 a 0.350 m	29.1	1.3	0.00	0.30
3	0.000	1.000	0.600	8.93	Ø20 a 0.350 m	14.0	-31.0	0.12	0.30
4	0.000	1.000	0.600	8.93	Ø20 a 0.350 m	14.0	-31.0	0.12	0.30
5	1.000	1.000	0.300	8.93	Ø20 a 0.350 m	-13.1	9.4	0.00	0.30
6	1.000	1.000	0.300	8.93	Ø20 a 0.350 m	5.9	-1.9	0.01	0.30
7	1.000	1.000	0.300	8.93	Ø20 a 0.350 m	5.9	-1.9	0.01	0.30
8	1.000	1.000	0.300	8.93	Ø20 a 0.350 m	5.9	-1.9	0.01	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.

wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Muro frontal. Espaldón. Armadura horizontal. Cara frontal

Recubrimiento mecánico: 0.045 m

Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
s	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	0.000	1.000	0.600	12.40	Ø16 a 0.200 m	-315.7	97.5	0.00	0.30
2	0.000	1.000	0.600	12.40	Ø16 a 0.200 m	-21.2	88.5	0.00	0.30
3	0.000	1.000	0.600	12.40	Ø16 a 0.200 m	-92.0	-2.0	0.09	0.30
4	0.000	1.000	0.600	12.40	Ø16 a 0.200 m	-91.2	-2.0	0.09	0.30
5	1.000	1.000	0.300	12.40	Ø16 a 0.200 m	-109.8	-2.9	0.10	0.30
6	1.000	1.000	0.300	12.40	Ø16 a 0.200 m	-25.2	27.2	0.00	0.30
7	1.000	1.000	0.300	12.40	Ø16 a 0.200 m	-103.9	-3.1	0.09	0.30
8	1.000	1.000	0.300	12.40	Ø16 a 0.200 m	-102.6	-3.1	0.09	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.

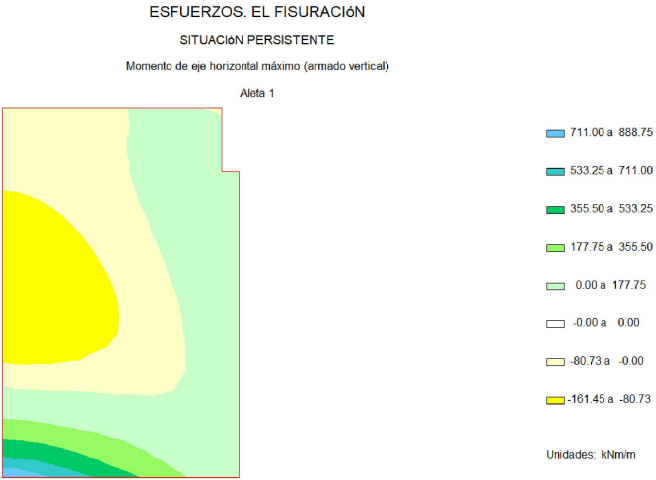
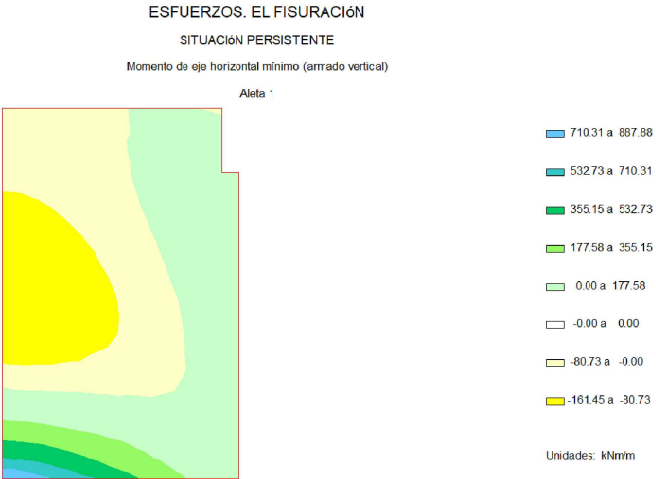
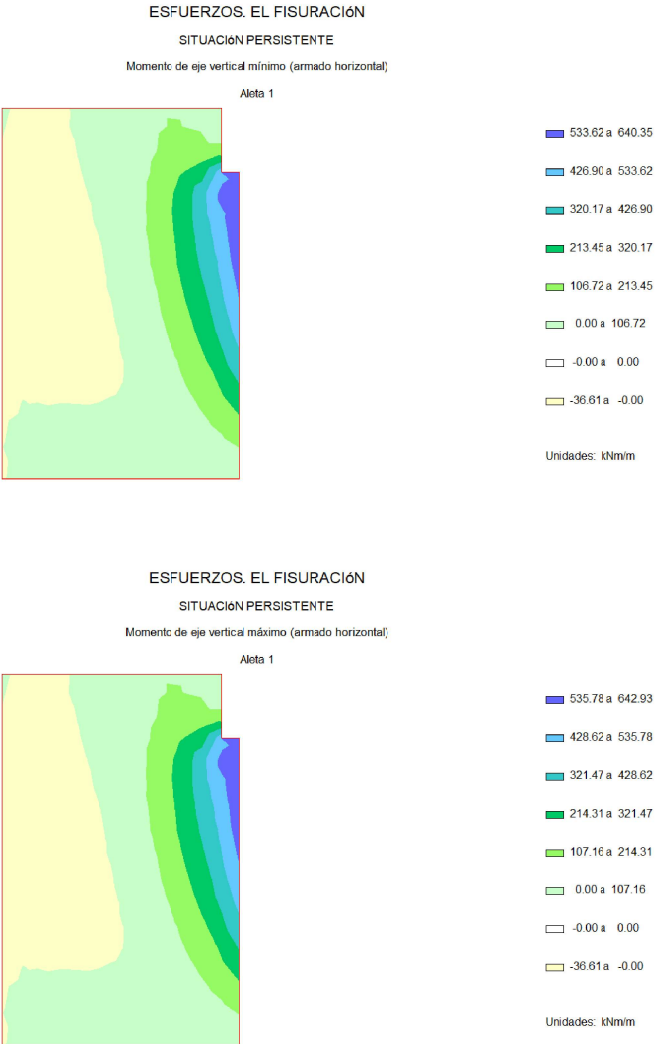
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior

El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

2.3 Aleta 1

2.3.1 Esfuerzos de cálculo



2.3.2 Cálculo de E.L. de fisuración

Aleta 1. Muro. Armadura vertical. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m							
Recubrimiento geométrico:	0.035	m							
Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk (kN)	Mk (kNm)	wk (mm)	wadm (mm)
1	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø16 a 0.150 m	-424.9	887.8	0.00	0.30
2	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø16 a 0.150 m	811.8	84.5	0.00	0.30
3	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø16 a 0.150 m	-19.6	-161.4	0.24	0.30
4	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø16 a 0.150 m	-2.1	-161.5	0.23	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Aleta 1. Muro. Armadura horizontal. Cara exterior

Recubrimiento mecánico: 0.035 m
Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø16 a 0.150 m	-188.5	538.5	0.00	0.30
2	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø16 a 0.150 m	354.5	67.1	0.00	0.30
3	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø16 a 0.150 m	-22.2	-36.5	0.04	0.30
4	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø16 a 0.150 m	-21.7	-36.6	0.04	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Aleta 1. Muro. Armadura vertical. Cara interior

Recubrimiento mecánico: 0.065 m
Recubrimiento geométrico: 0.035 m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø32 a 0.100 m	-424.9	887.8	0.18	0.30
2	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø32 a 0.100 m	811.8	84.5	0.00	0.30
3	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø32 a 0.100 m	-364.3	888.8	0.18	0.30
4	1.000	0.800	54.88	12.27	Ø32 a 0.100 m	-364.3	888.8	0.18	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Aleta 1. Muro. Armadura horizontal. Cara interior (zona inferior)

Recubrimiento mecánico: 0.045 m
Recubrimiento geométrico: 0.035 m

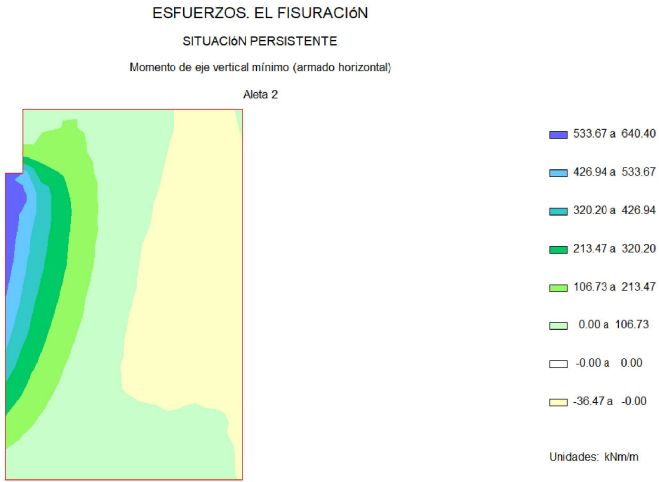
Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø32 a 0.200 m	-188.4	538.6	0.23	0.30
2	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø32 a 0.200 m	354.5	67.1	0.00	0.30
3	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø32 a 0.200 m	-47.4	643.0	0.26	0.30
4	1.000	0.800	33.18	12.77	Ø32 a 0.200 m	-45.9	642.9	0.26	0.30

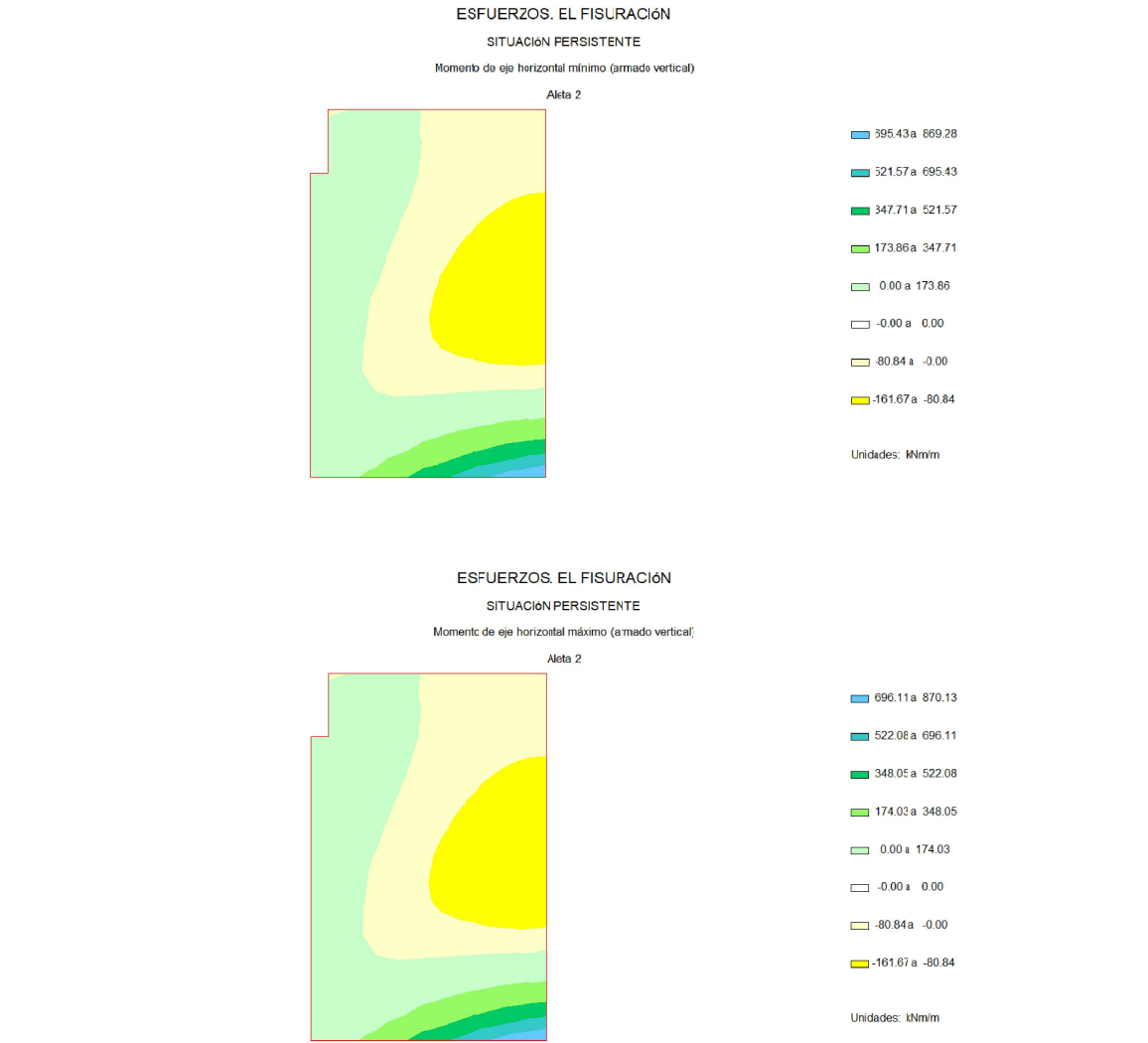
Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

2.4 Aleta2

2.4.1 Esfuerzos de cálculo





2.4.2 Cálculo de E.L. de fisuración

Aleta 2. Muro. Armadura vertical. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø16 a 0.150 m	-421.5	869.2	0.00	0.30
2	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø16 a 0.150 m	813.8	86.3	0.00	0.30
3	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø16 a 0.150 m	-19.6	-161.7	0.24	0.30
4	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø16 a 0.150 m	-2.1	-161.7	0.23	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Aleta 2. Muro. Armadura horizontal. Cara exterior

Recubrimiento mecánico:	0.035	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø16 a 0.150 m	-188.4	538.8	0.00	0.30
2	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø16 a 0.150 m	349.5	68.5	0.00	0.30
3	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø16 a 0.150 m	-15.9	-36.4	0.04	0.30
4	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø16 a 0.150 m	-15.7	-36.5	0.04	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara exterior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Aleta 2. Muro. Armadura vertical. Cara interior

Recubrimiento mecánico:	0.065	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø32 a 0.100 m	-421.5	869.2	0.18	0.30
2	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø32 a 0.100 m	813.8	86.3	0.00	0.30
3	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø32 a 0.100 m	-361.4	870.1	0.17	0.30
4	1.000	0.800	53.78	12.27	Ø32 a 0.100 m	-361.4	870.1	0.17	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

Aleta 2. Muro. Armadura horizontal. Cara interior (zona inferior)

Recubrimiento mecánico:	0.045	m
Recubrimiento geométrico:	0.035	m

Hipótesis	Ancho	Canto	As. flexión Cara interior (cm2)	As. flexión Cara exterior (cm2)	Arm. dispuesta	Nk	Mk	wk	wadm
	(m)	(m)				(kN)	(kNm)	(mm)	(mm)
1	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø32 a 0.200 m	-188.3	538.9	0.23	0.30
2	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø32 a 0.200 m	349.5	68.5	0.00	0.30
3	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø32 a 0.200 m	-47.5	643.0	0.26	0.30
4	1.000	0.800	33.19	12.77	Ø32 a 0.200 m	-46.0	643.0	0.26	0.30

Arm. dispuesta: armadura dispuesta por metro lineal de sección con la que se obtiene la abertura de fisura wk.
wk: abertura de fisura en la fibra de la cara interior
El momento positivo comprime la fibra de la cara exterior

Sí cumple.

2.5 Cálculo de las armaduras bajo los apoyos

Nd: axil de cálculo
Frdu: fuerza resistente de aplastamiento local

Ac0: área del apoyo
Ac1: área máxima de reparto de cálculo
AsL: armadura longitudinal
AsT: armadura transversal

Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción

Apoyo	Nd (kN)	Frdu (kN)	Ac0 (cm2)	Ac1 (cm2)	AsL (cm2)	AsT (cm2)	Cumple
1	0.0	5600.0	800.000	7200.000	0.000	0.000	Sí
2	0.0	5600.0	800.000	7200.000	0.000	0.000	Sí
3	0.0	5600.0	800.000	7200.000	0.000	0.000	Sí
4	0.0	5600.0	800.000	7200.000	0.000	0.000	Sí
5	0.0	5600.0	800.000	7200.000	0.000	0.000	Sí

Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio

Apoyo	Nd (kN)	Frdu (kN)	Ac0 (cm2)	Ac1 (cm2)	AsL (cm2)	AsT (cm2)	Cumple
1	1601.1	5600.0	800.000	7200.000	7.494	8.262	Sí
2	1387.8	5600.0	800.000	7200.000	6.495	7.161	Sí
3	1317.4	5600.0	800.000	7200.000	6.166	6.798	Sí
4	1387.5	5600.0	800.000	7200.000	6.494	7.160	Sí
5	1599.8	5600.0	800.000	7200.000	7.488	8.256	Sí

Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito

Apoyo	Nd (kN)	Frdu (kN)	Ac0 (cm2)	Ac1 (cm2)	AsL (cm2)	AsT (cm2)	Cumple
1	1566.9	5600.0	800.000	7200.000	7.334	8.086	Sí
2	1408.6	5600.0	800.000	7200.000	6.593	7.269	Sí
3	1344.2	5600.0	800.000	7200.000	6.291	6.936	Sí
4	1408.5	5600.0	800.000	7200.000	6.592	7.268	Sí
5	1565.6	5600.0	800.000	7200.000	7.327	8.079	Sí

Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio

Apoyo	Nd (kN)	Frdu (kN)	Ac0 (cm2)	Ac1 (cm2)	AsL (cm2)	AsT (cm2)	Cumple
1	443.2	7000.0	800.000	7200.000	1.804	1.989	Sí
2	348.5	7000.0	800.000	7200.000	1.418	1.564	Sí
3	313.0	7000.0	800.000	7200.000	1.274	1.404	Sí
4	316.5	7000.0	800.000	7200.000	1.288	1.420	Sí
5	380.0	7000.0	800.000	7200.000	1.546	1.705	Sí

Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Apoyo	Nd (kN)	Frdu (kN)	Ac0 (cm2)	Ac1 (cm2)	AsL (cm2)	AsT (cm2)	Cumple
1	416.7	7000.0	800.000	7200.000	1.696	1.870	Sí
2	364.8	7000.0	800.000	7200.000	1.484	1.637	Sí
3	333.3	7000.0	800.000	7200.000	1.356	1.496	Sí
4	333.0	7000.0	800.000	7200.000	1.355	1.494	Sí
5	353.4	7000.0	800.000	7200.000	1.438	1.586	Sí

2.6 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Pilotes. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Aleta 1. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Losa de transición. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Pilotes. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Losa de transición. Verifica la comprobación.

Zapata :

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Zapata. Verifica la comprobación.

Muro frontal :

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Muro frontal. Verifica la comprobación.

Aleta 1 :

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Aleta 1. Verifica la comprobación.

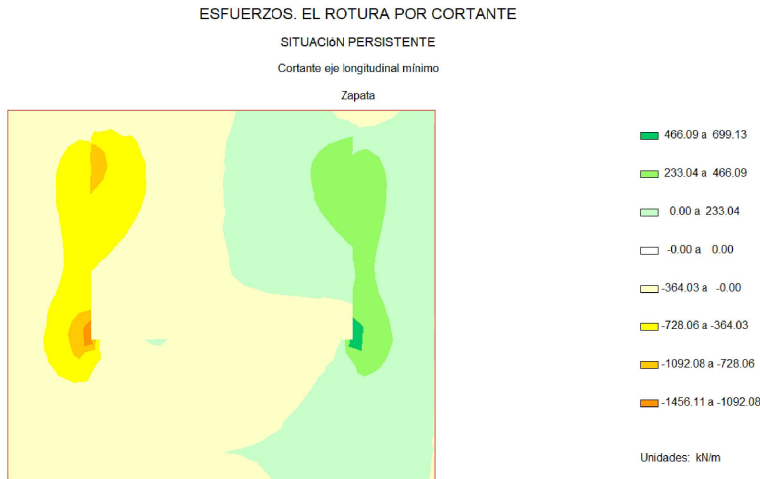
Aleta 2 :

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Aleta 2. Verifica la comprobación.

3 ESTADO LÍMITE DE CORTANTE

3.1 Zapata

3.1.1 Esfuerzos de cálculo

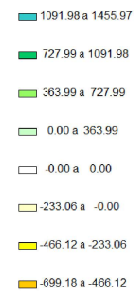


ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje longitudinal máximo

Zapata



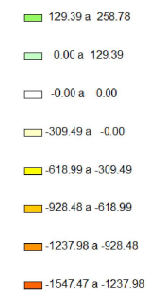
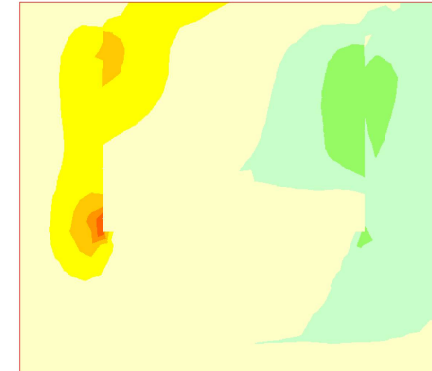
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Cortante eje longitudinal mínimo

Zapata



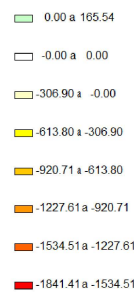
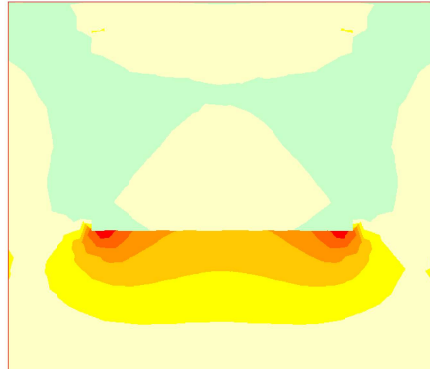
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje transversal mínimo

Zapata



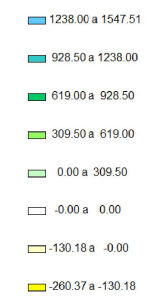
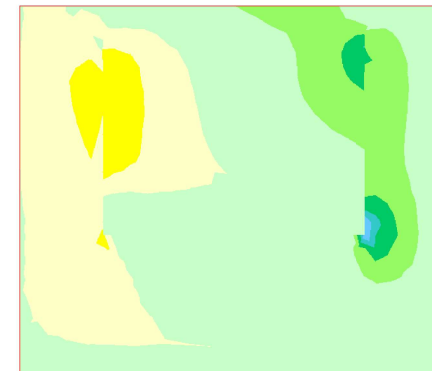
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Cortante eje longitudinal máximo

Zapata



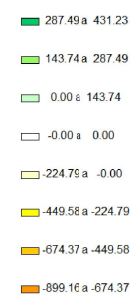
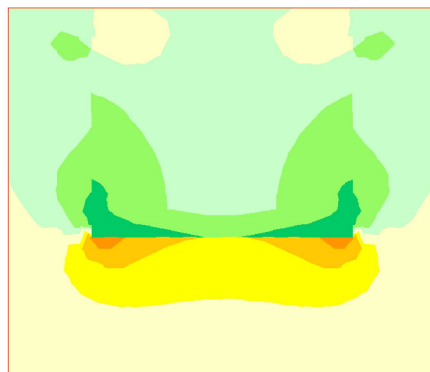
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje transversal máximo

Zapata



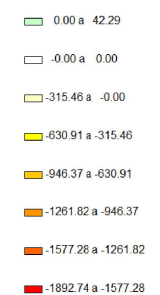
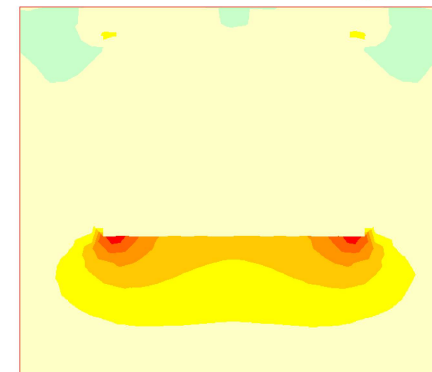
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Cortante eje transversal mínimo

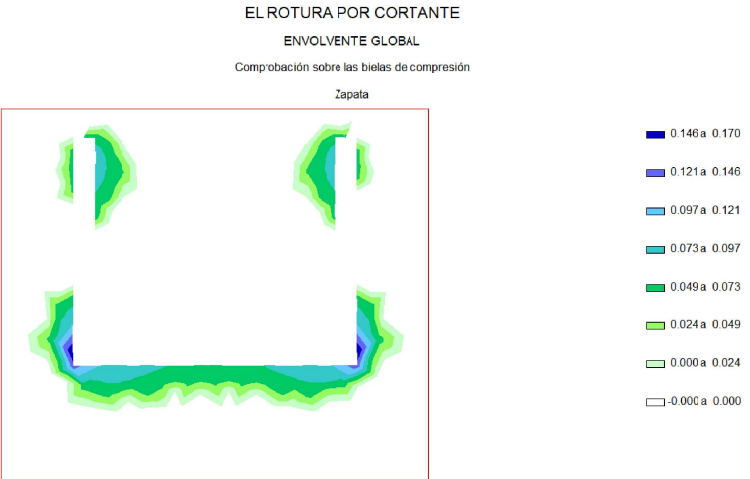
Zapata



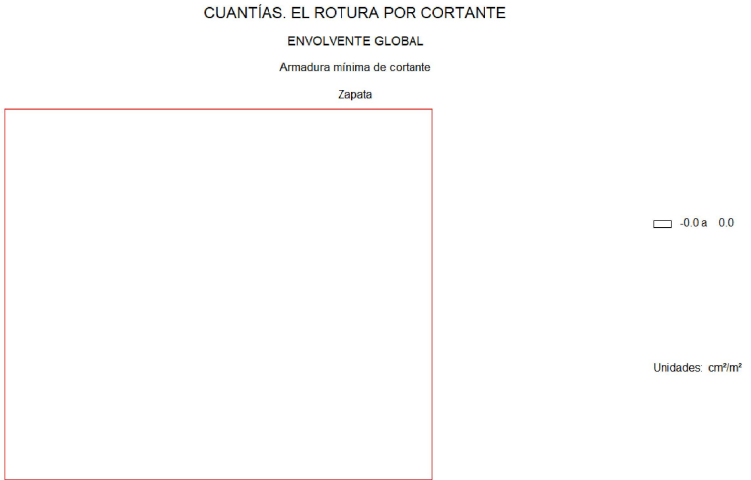
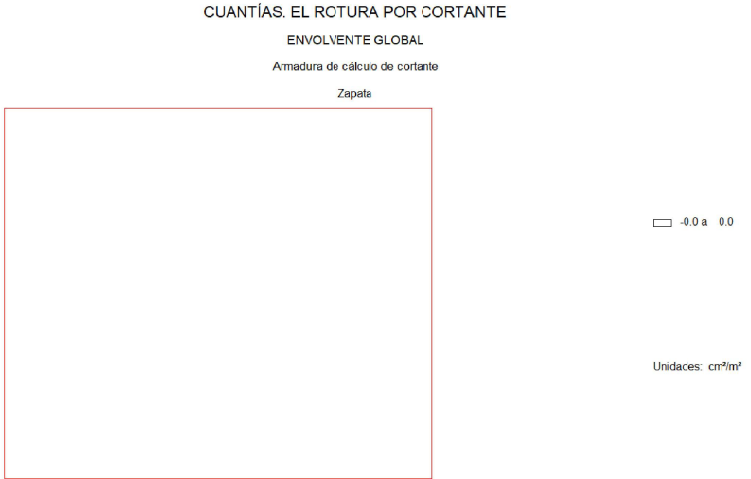
Unidades: kN/m



3.1.2 Comprobación de las bielas de compresión



3.1.3 Armaduras de cortante



3.2 Muro frontal

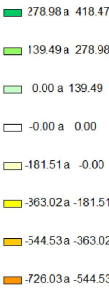
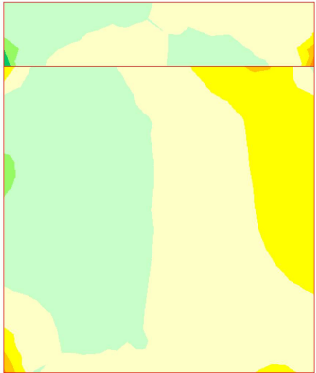
3.2.1 Esfuerzos de cálculo

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje horizontal mínimo

Muro frontal



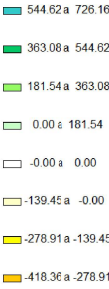
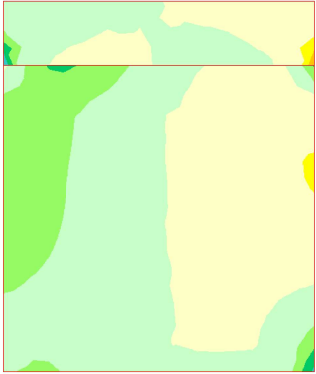
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje horizontal máximo

Muro frontal



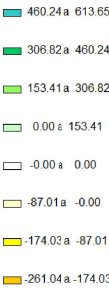
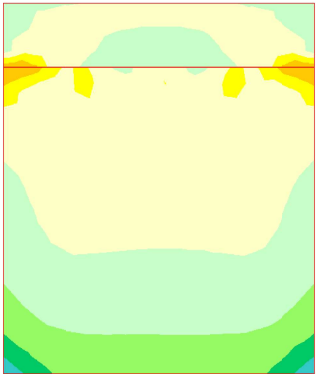
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje vertical mínimo

Muro frontal



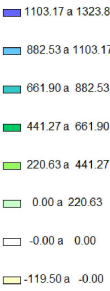
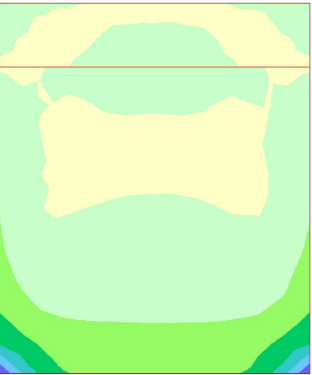
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje vertical máximo

Muro frontal



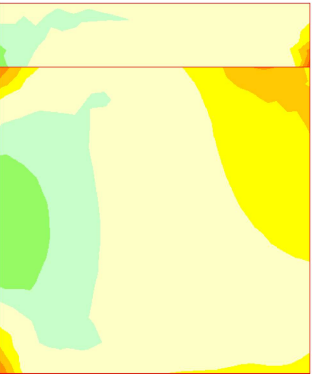
Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN ACCIDENTAL

Cortante eje horizontal mínimo

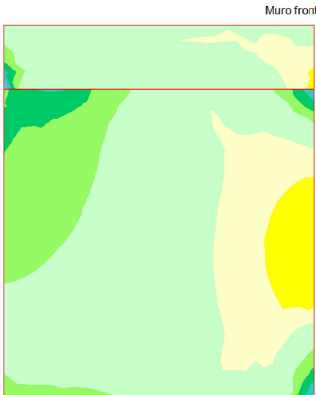
Muro frontal



Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

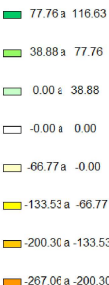
SITUACIÓN ACCIDENTAL
Cortante eje horizontal máximo



Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

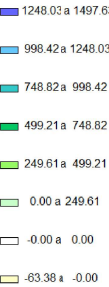
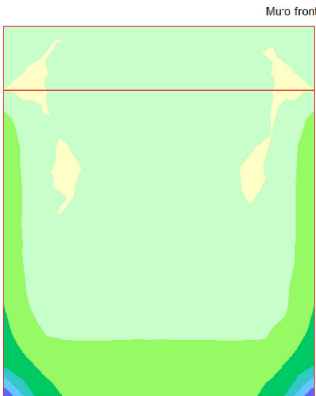
SITUACIÓN ACCIDENTAL
Cortante eje vertical mínimo



Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN ACCIDENTAL
Cortante eje vertical máximo

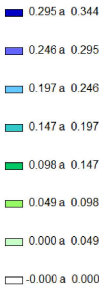
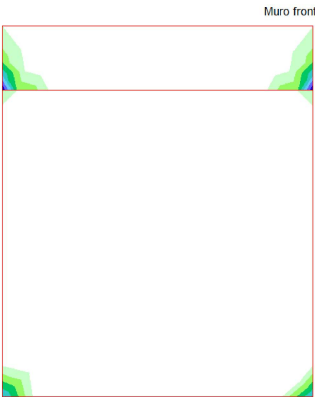


Unidades: kN/m

3.2.2 Comprobación de las bielas de compresión

EL ROTURA POR CORTANTE

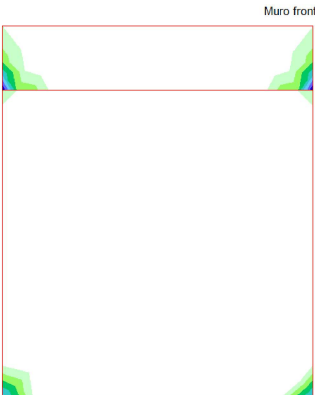
ENVOLVENTE GLOBAL
Comprobación sobre las bielas de compresión



3.2.3 Armaduras de cortante

CUANTÍAS. EL ROTURA POR CORTANTE

ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura de cálculo de cortante



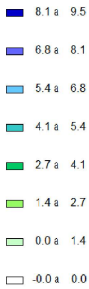
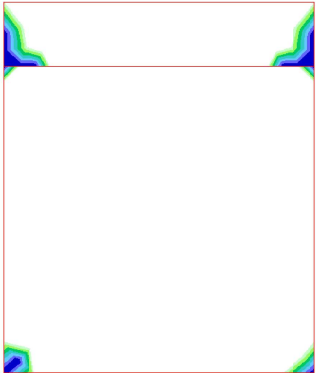
Unidades: cm²/m²

CUANTÍAS, EL ROTURA POR CORTANTE

ENVOLVENTE GLOBAL

Armadura mínima de cortante

Muro frontal



Unidades: cm²/m²

3.3 Aleta 1

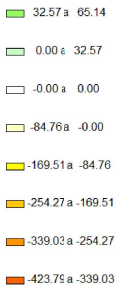
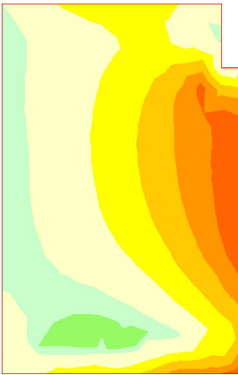
3.3.1 Esfuerzos de cálculo

ESFUERZOS, EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje horizontal mínimo

Aleta 1



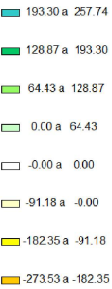
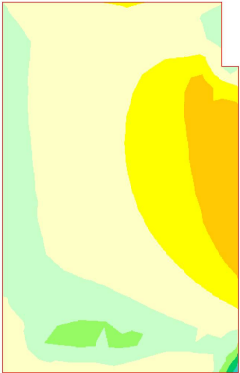
Unidades: kN/m

ESFUERZOS, EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje horizontal máximo

Aleta 1



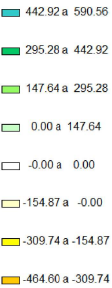
Unidades: kN/m

ESFUERZOS, EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje vertical mínimo

Aleta 1



Unidades: kN/m

ESFUERZOS, EL ROTURA POR CORTANTE

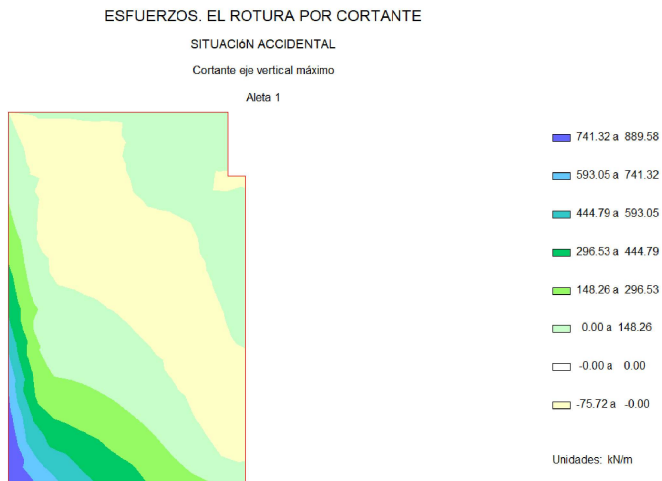
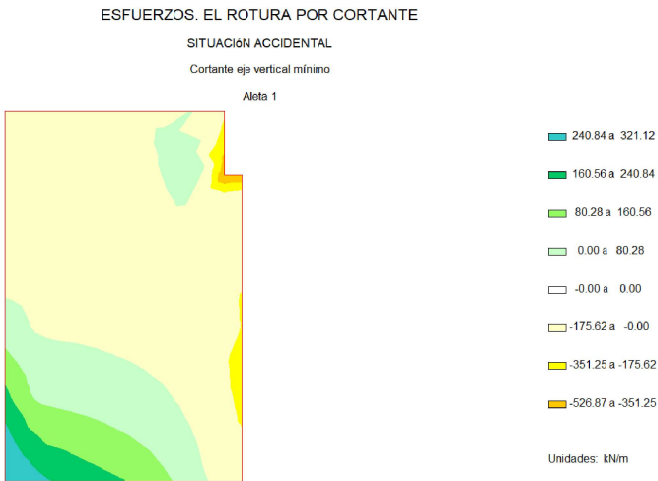
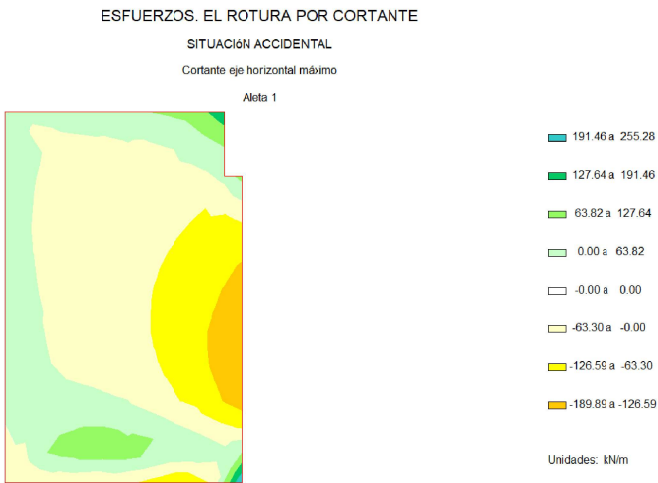
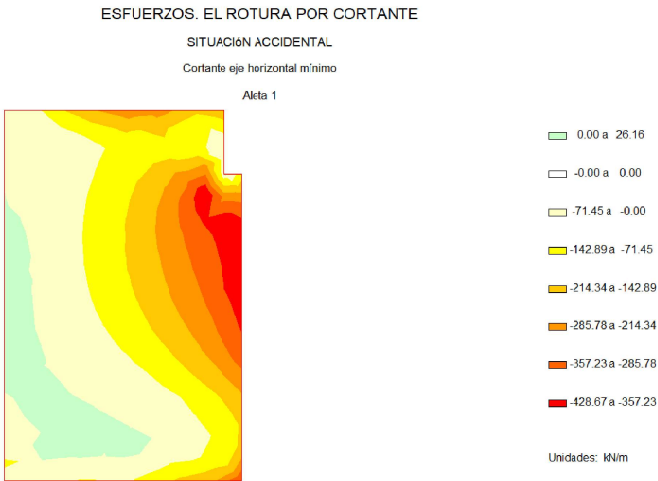
SITUACIÓN PERSISTENTE

Cortante eje vertical máximo

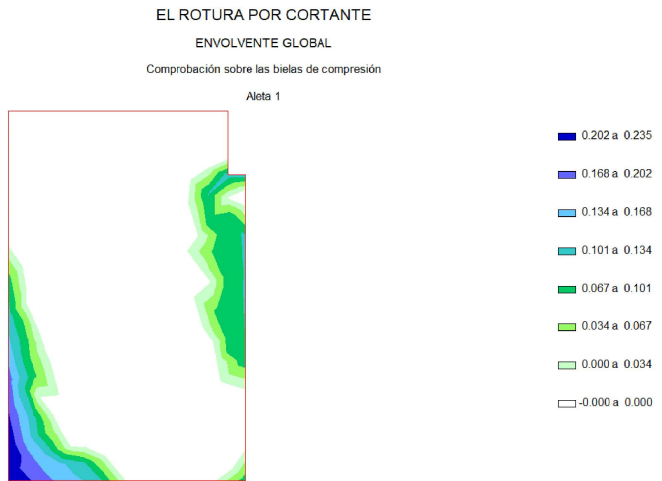
Aleta 1



Unidades: kN/m



3.3.2 Comprobación de las bielas de compresión

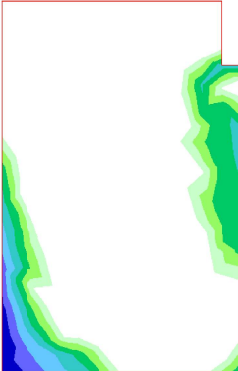


3.3.3 Armaduras de cortante

CUANTÍAS. EL ROTURA POR CORTANTE

ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura de cálculo de cortante

Aleta 1

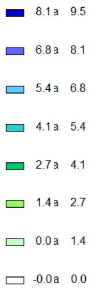
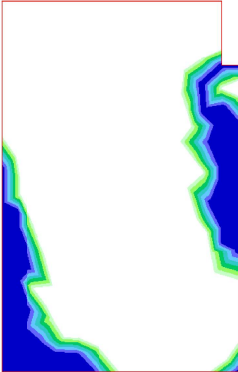


Unidades: cm²/m²

CUANTÍAS. EL ROTURA POR CORTANTE

ENVOLVENTE GLOBAL
Armadura mínima de cortante

Aleta 1



Unidades: cm²/m²

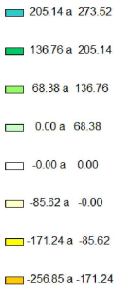
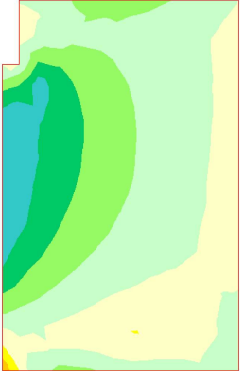
3.4 Aleta2

3.4.1 Esfuerzos de cálculo

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE
Cortante eje horizontal mínimo

Aleta 2

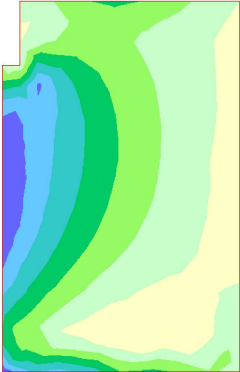


Unidades: kN/m

ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE
Cortante eje horizontal máximo

Aleta 2

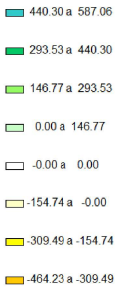


Unidades: kN/m

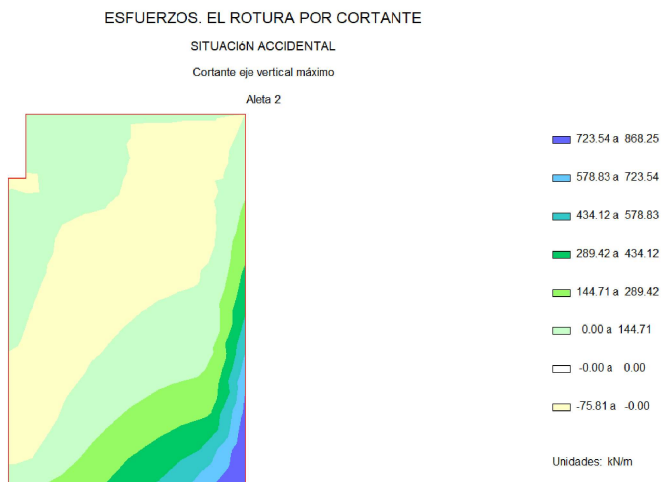
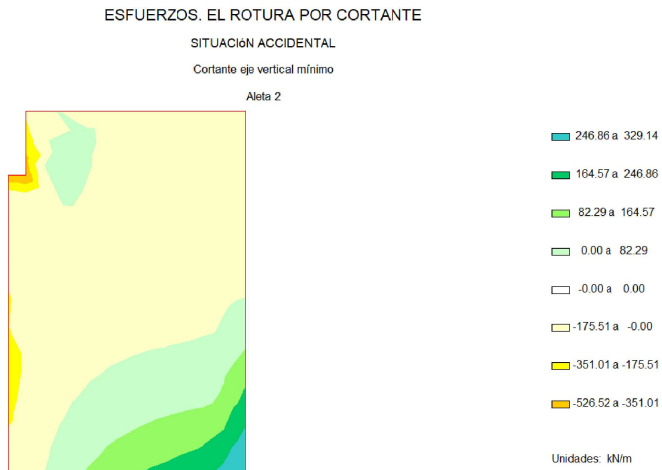
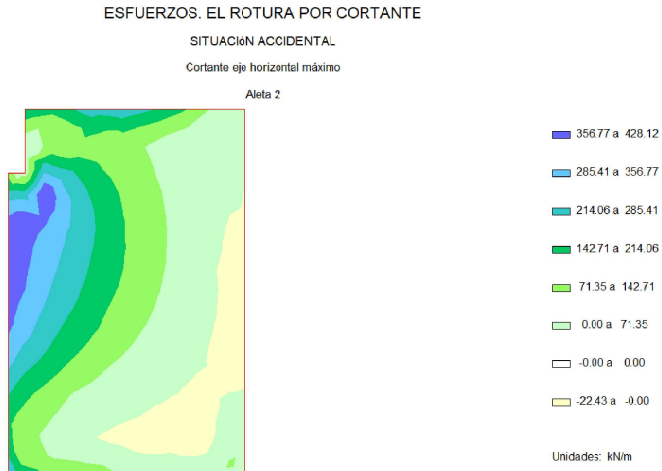
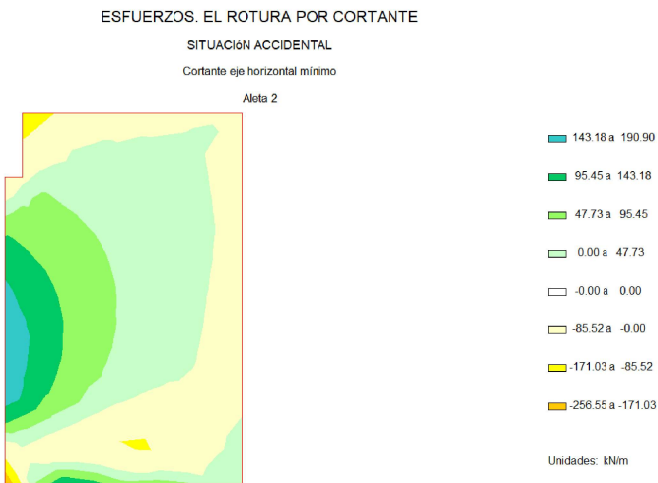
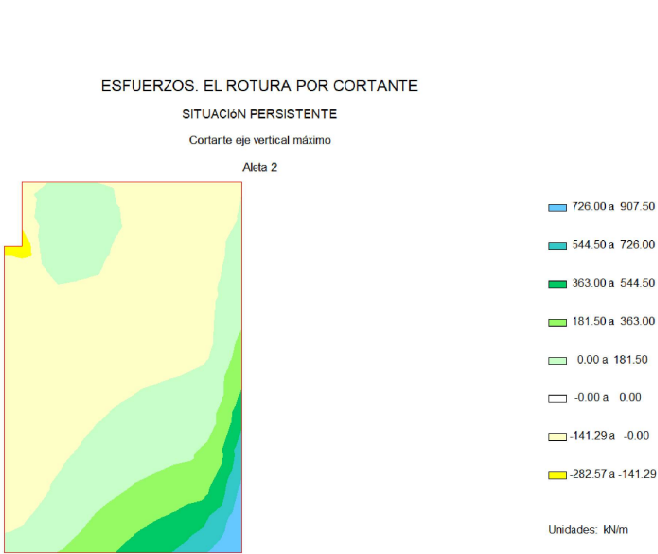
ESFUERZOS. EL ROTURA POR CORTANTE

SITUACIÓN PERSISTENTE
Cortante eje vertical mínimo

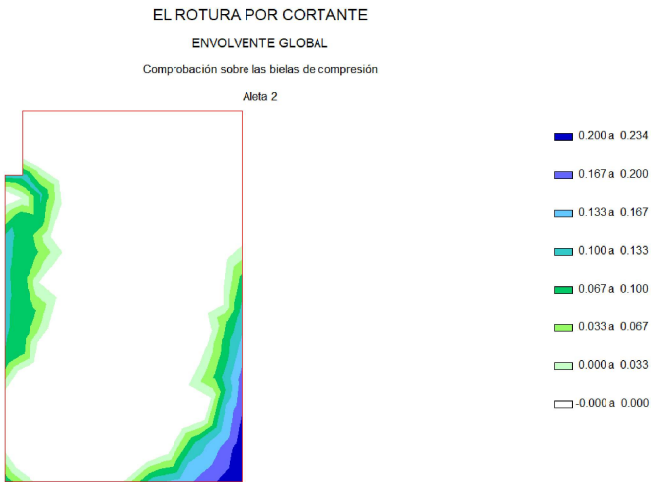
Aleta 2



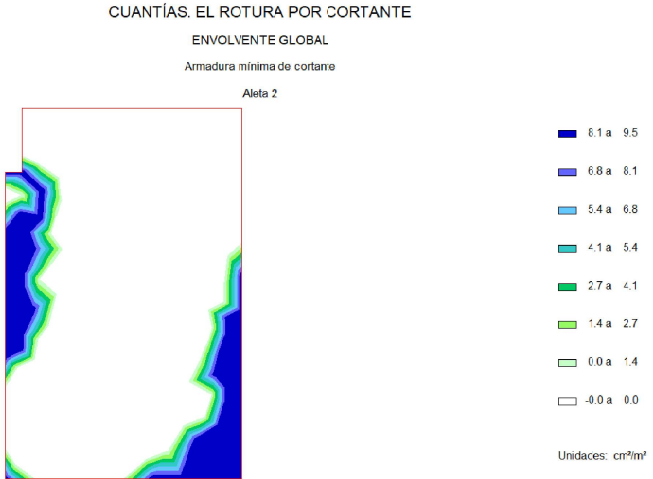
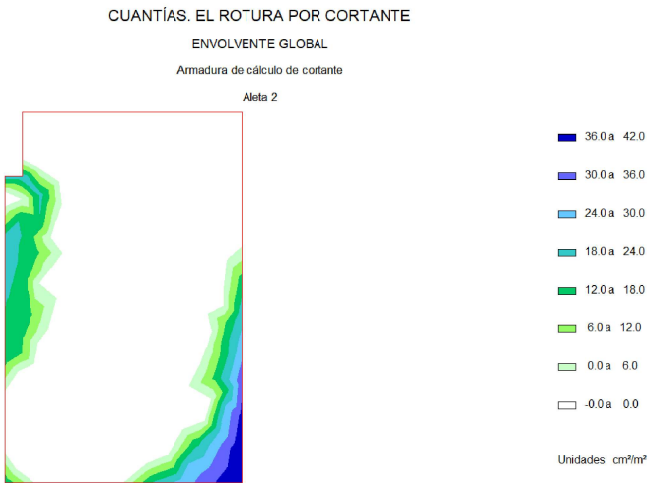
Unidades: kN/m



3.4.2 Comprobación de las bielas de compresión



3.4.3 Armaduras de cortante



3.5 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Pilotes. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Losa de transición. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Pilotes. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Losa de transición. Verifica la comprobación.

Zapata :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Zapata. Verifica la comprobación.

Muro frontal :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Muro frontal. Verifica la comprobación.

Aleta 1 :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 1. Verifica la comprobación.

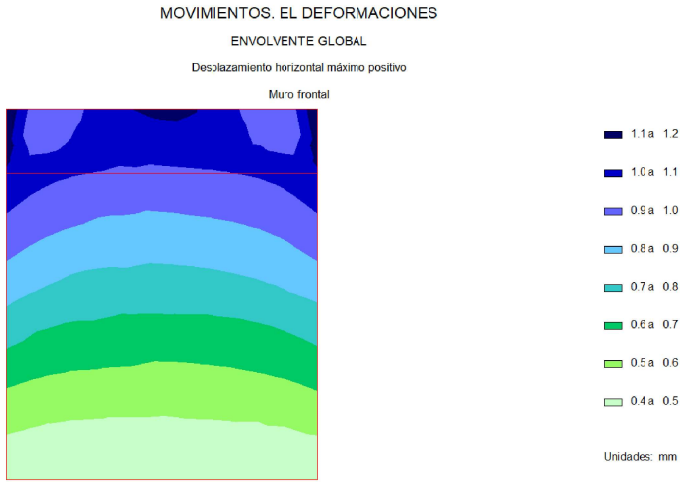
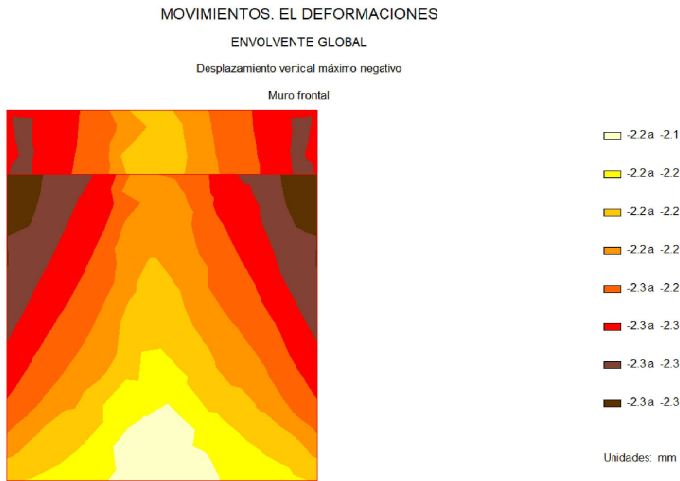
Aleta 2 :

Situación persistente. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Envolvente de combinaciones. Envolvente global. Aleta 2. Verifica la comprobación.

4 ESTADO LÍMITE DE DEFORMACIONES

4.1 Muro frontal

4.1.1 Deformaciones



4.1.2 Cálculo de E.L. de deformaciones

4.1.2.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Fase de construcción

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	0.5	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	1.9	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.1.2.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	0.8	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	2.1	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.1.2.3 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	0.8	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm

Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	2.1	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.1.2.4 Situación persistente. Combinación frecuente. Fase de construcción

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	0.5	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	1.9	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.1.2.5 Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	1.0	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	2.2	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.1.2.6 Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	1.0	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	2.2	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.1.2.7 Situación persistente. Combinación característica. Fase de construcción

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	0.5	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	1.9	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

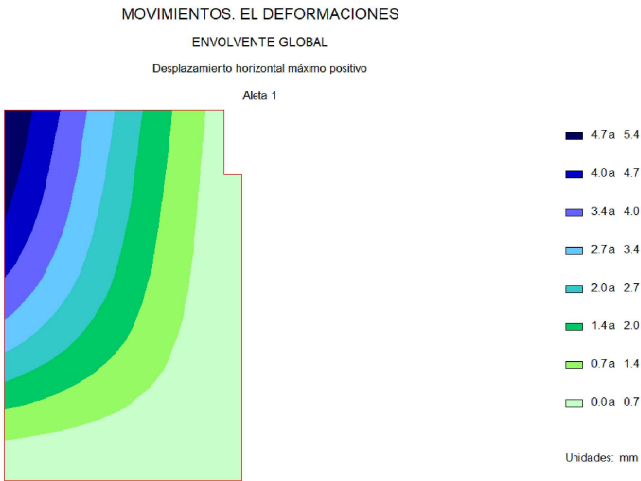
4.1.2.8 Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	1.1	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	2.3	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

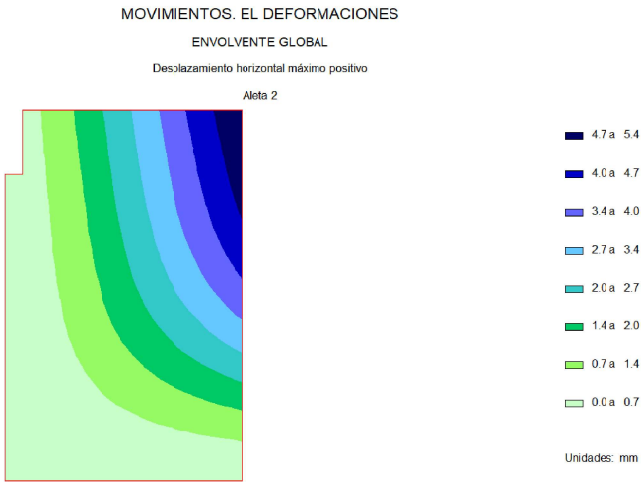
4.1.2.9 Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito

Desplazamiento máximo horizontal en coronación	:	1.2	mm
Desplazamiento horizontal en coronación admisible	:	20.0	mm
Desplazamiento máximo vertical en coronación	:	2.3	mm
Desplazamiento vertical en coronación admisible	:	20.0	mm

4.2 Aleta 1



4.3 Aleta2



4.4 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Fase de construcción. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación frecuente. Fase de construcción. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación característica. Fase de construcción. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.

Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

Programa: CivileStudio

Versión: 46 - 31
Barcelona, 2020

CivileStudio, software propiedad de CivilCAD Consultores, S.L.

Autores: L.M.Callís, J.M.Roig, I.Callís, P.Reinés

Licencia de uso concedida a: Universidad Politécnica de Valencia

Número de usuario: 11026

Proyecto:

Nombre del proyecto: *PS- 383.2*
Nombre de la estructura: *PS- 383.2*
Nombre del elemento estructural:
Tipo de estructura: *Estribo con cimentación superficial*
Funcionalidad de la estructura: *Estructura de Carretera*
Clase de estructura: *Estribo cerrado*
Vida útil: *100 años*

Normativas:

Ámbito: *Normas europeas. Eurocódigos*

Unidades:

Sistema *S.I.*

Despiece:

Sistema Métrico Europeo

Módulo del programa:

Módulo Estribo cerrado
Nombre del archivo de proyecto:
Ruta de acceso: *c:\users\bruno\documents\upv\mención dual\proyecto\Auxiliar-ps-383.2\3\Estribo 1*

Informe:

Tipo de informe: *Memoria de cálculo*
Informe generado el día 27-08-2026 a las 19:04:42.

Índice

1 ESTADO LÍMITE DE DESLIZAMIENTO

- 1.1 Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción
- 1.2 Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio
- 1.3 Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito
- 1.4 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio
- 1.5 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito
- 1.6 Resumen de verificaciones

2 ESTADO LÍMITE DE VUELCO

- 2.1 Situación persistente. Combinación fundamental. Fase de construcción
- 2.2 Situación persistente. Combinación fundamental. Estructura en servicio
- 2.3 Situación persistente. Combinación fundamental. A tiempo infinito
- 2.4 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio
- 2.5 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito
- 2.6 Resumen de verificaciones

3 ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO

- 3.1 Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción
- 3.2 Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio
- 3.3 Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito
- 3.4 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio
- 3.5 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito
- 3.6 Resumen de verificaciones

4 ESTADO LÍMITE DE ASIENTOS

- 4.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Fase de construcción
- 4.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio
- 4.3 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito
- 4.4 Situación persistente. Combinación frecuente. Fase de construcción
- 4.5 Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio
- 4.6 Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito
- 4.7 Situación persistente. Combinación característica. Fase de construcción
- 4.8 Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio
- 4.9 Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito
- 4.10 Resumen de verificaciones

1 ESTADO LÍMITE DE DESLIZAMIENTO

La comprobación de deslizamiento se lleva a cabo en una serie de direcciones, equidistando entre ellas 12.5 grados centesimales

1.1 Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción

Sector 9

Acción	F normal (kN)	F roz. (kN)	F horiz. estab. (kN)	F desest. (kN)
Terreno. Tierras. Peso propio	16649.3	8738.6	-0.0	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	-0.0	-0.0	0.0	11309.7
Peso propio. Estribo	17068.0	8958.4	-0.0	0.0

Fuerza estabilizadora:

Fuerza de rozamiento	:	17697.0 kN
Fuerza horizontal estabilizadora	:	0.0 kN
Adherencia	:	0.0 kN
Total	:	17697.0 kN

Fuerza desestabilizadora : 11309.7 kN

Factor de seguridad	:	1.565
Factor de seguridad admisible	:	1.000

FS = 1.565 > FS_{admisible} = 1.000 -> **Cumple a deslizamiento.**

1.2 Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio

Sector 9

Acción	F normal (kN)	F roz. (kN)	F horiz. estab. (kN)	F desest. (kN)
Terreno. Tierras. Peso propio	16649.3	8738.6	-0.0	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	-0.0	-0.0	0.0	11309.7
Peso propio. Estribo	17068.0	8958.4	-0.0	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	1631.5	856.3	12.4	0.0
Superestructura del tablero	452.4	237.4	4.7	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	0.0	0.0	43.7
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2	169.6	89.0	0.0	287.6

Fuerza estabilizadora:

Fuerza de rozamiento	:	18879.7 kN
Fuerza horizontal estabilizadora	:	17.1 kN
Adherencia	:	0.0 kN
Total	:	18896.9 kN

Fuerza desestabilizadora : 11640.9 kN

Factor de seguridad	:	1.623
Factor de seguridad admisible	:	1.000

FS = 1.623 > FS_{admisible} = 1.000 -> **Cumple a deslizamiento.**

1.3 Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito

Sector 9

Acción	F normal (kN)	F roz. (kN)	F horiz. estab. (kN)	F desest. (kN)
Terreno. Tierras. Peso propio	16649.3	8738.6	-0.0	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	-0.0	-0.0	0.0	11309.7
Peso propio. Estribo	17068.0	8958.4	-0.0	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	1631.5	856.3	12.4	0.0
Superestructura del tablero	452.4	237.4	4.7	0.0
Reología. Retracción	-0.0	-0.0	0.0	44.7
Reología. Fluencia	0.0	0.0	0.0	114.3
Pérdidas de pretensado totales	-0.0	-0.0	11.7	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	0.0	0.0	43.7
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2	169.6	89.0	0.0	287.6

Fuerza estabilizadora:

Fuerza de rozamiento	:	18879.7 kN
Fuerza horizontal estabilizadora	:	28.9 kN
Adherencia	:	0.0 kN
Total	:	18908.6 kN

Fuerza desestabilizadora : 11799.9 kN

Factor de seguridad	:	1.602
Factor de seguridad admisible	:	1.000

FS = 1.602 > FS_{admisible} = 1.000 -> **Cumple a deslizamiento.**

1.4 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio

Sector 9

Acción	F normal (kN)	F roz. (kN)	F horiz. estab. (kN)	F desest. (kN)
Terreno. Tierras. Peso propio	16649.3	9612.5	-0.0	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	-0.0	-0.0	0.0	7539.8
Peso propio. Estribo	17068.0	9854.2	-0.0	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	1631.5	942.0	12.4	0.0
Superestructura del tablero	452.4	261.2	4.7	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	0.0	0.0	24.3
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2	-0.0	-0.0	-0.0	0.0
Sismo. Efecto global	-646.4	-373.2	0.0	7163.4

Fuerza estabilizadora:

Fuerza de rozamiento	:	20296.6 kN
Fuerza horizontal estabilizadora	:	17.1 kN
Adherencia	:	0.0 kN
Total	:	20313.7 kN

Fuerza desestabilizadora : 14727.5 kN

Factor de seguridad	:	1.379
Factor de seguridad admisible	:	1.000

FS = 1.379 > FS_{admisible} = 1.000 -> **Cumple a deslizamiento.**

1.5 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Sector 9

Acción	F normal (kN)	F roz. (kN)	F horiz. estab. (kN)	F desest. (kN)
Terreno. Tierras. Peso propio	16649.3	9612.5	-0.0	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	-0.0	-0.0	0.0	7539.8

Peso propio. Estribo	17068.0	9854.2	-0.0	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	1631.5	942.0	12.4	0.0
Superestructura del tablero	452.4	261.2	4.7	0.0
Reología. Retracción	-0.0	-0.0	0.0	33.1
Reología. Fluencia	0.0	0.0	0.0	84.6
Pérdidas de pretensado totales	-0.0	-0.0	11.7	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	0.0	0.0	24.3
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2	-0.0	-0.0	-0.0	0.0
Sismo. Efecto global	-646.4	-373.2	0.0	7163.4

Fuerza estabilizadora:

Fuerza de rozamiento	:	20296.6	kN
Fuerza horizontal estabilizadora	:	28.9	kN
Adherencia	:	0.0	kN
Total	:	20325.5	kN

Fuerza desestabilizadora : 14845.2 kN

Factor de seguridad : 1.369
Factor de seguridad admisible : 1.000

FS = 1.369 > FS_{admisible} = 1.000 -> **Cumple a deslizamiento.**

1.6 Resumen de verificaciones

Muro frontal :

Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

2 ESTADO LÍMITE DE VUELCO

La comprobación de vuelco se lleva a cabo en torno a los 3 extremos de la zapata

2.1 Situación persistente. Combinación fundamental. Fase de construcción

Extremo frontal de la zapata

Acción	M estab. (kNm)	M desest. (kNm)
Terreno. Tierras. Peso propio	140976.4	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	0.0	41202.7
Peso propio. Estribo	104999.5	0.0

Momento estabilizador	:	245975.9	kNm
Momento desestabilizador	:	41202.7	kNm
Factor de seguridad	:	5.970	
Factor de seguridad admisible	:	1.000	

FS = 5.970 > FS_{adm} = 1.000 -> **Cumple a vuelco.**

2.2 Situación persistente. Combinación fundamental. Estructura en servicio

Extremo frontal de la zapata

Acción	M estab. (kNm)	M desest. (kNm)
Terreno. Tierras. Peso propio	140976.4	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	0.0	41202.7
Peso propio. Estribo	104999.5	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	7378.2	0.0
Superestructura del tablero	2059.1	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	489.2
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2	0.0	2427.9

Momento estabilizador	:	255413.2	kNm
Momento desestabilizador	:	44119.8	kNm

Factor de seguridad : 5.789
Factor de seguridad admisible : 1.000

FS = 5.789 > FS_{adm} = 1.000 -> **Cumple a vuelco.**

2.3 Situación persistente. Combinación fundamental. A tiempo infinito

Extremo frontal de la zapata

Acción	M estab. (kNm)	M desest. (kNm)
Terreno. Tierras. Peso propio	140976.4	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	0.0	41202.7
Peso propio. Estribo	104999.5	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	7378.2	0.0
Superestructura del tablero	2059.1	0.0
Reología. Retracción	0.0	389.4
Reología. Fluencia	0.0	995.3
Pérdidas de pretensado totales	124.9	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	489.2
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR2	0.0	2427.9

Momento estabilizador	:	255538.1	kNm
Momento desestabilizador	:	45504.6	kNm

Factor de seguridad : 5.616
Factor de seguridad admisible : 1.000

FS = 5.616 > FS_{adm} = 1.000 -> **Cumple a vuelco.**

2.4 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio

Extremo frontal de la zapata

Acción	M estab. (kNm)	M desest. (kNm)
Terreno. Tierras. Peso propio	148396.2	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	0.0	33664.5
Peso propio. Estribo	110525.8	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	7766.6	0.0
Superestructura del tablero	2167.5	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	271.8
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR1	-0.0	0.0
Sismo. Efecto global	0.0	48651.7

Momento estabilizador	:	268856.0	kNm
Momento desestabilizador	:	82588.0	kNm
Factor de seguridad	:	3.255	
Factor de seguridad admisible	:	1.000	

FS = 3.255 > FSadm = 1.000 -> **Cumple a vuelco.**

2.5 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Extremo frontal de la zapata

Acción	M estab. (kNm)	M desest. (kNm)
Terreno. Tierras. Peso propio	148396.2	0.0
Terreno. Tierras. Empuje en trasdós	0.0	33664.5
Peso propio. Estribo	110525.8	0.0
Peso propio. Tablero (incremento) . Fase: estribo en servicio	7766.6	0.0
Superestructura del tablero	2167.5	0.0
Reología. Retracción	0.0	370.9
Reología. Fluencia	0.0	947.9
Pérdidas de pretensado totales	131.5	0.0
Temperatura. Efecto global	0.0	271.8
Sobrecargas de uso. Sobrecargas de uso en tablero. Grupo GR1	-0.0	0.0
Sismo. Efecto global	0.0	48651.7

Momento estabilizador	:	268987.5	kNm
Momento desestabilizador	:	83906.8	kNm

Factor de seguridad	:	3.206
Factor de seguridad admisible	:	1.000

FS = 3.206 > FSadm = 1.000 -> **Cumple a vuelco.**

2.6 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Combinación fundamental. Fase de construcción. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación fundamental. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación fundamental. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

3 ESTADO LÍMITE DE HUNDIMIENTO

La comprobación de hundimiento se lleva a cabo evaluando las tensiones en las 4 esquinas de la zapata

3.1 Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción

Esquina 1: zarpa delantera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	11309.7	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-0.0	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	39691.0	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	0.7	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-10882.5	kNm

Presión máxima	:	229.1	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

σ_{max} = 229.084 < σ_{adm} = 357.143 -> **Cumple a hundimiento.**

Esquina 2: zarpa trasera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	7539.8	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-0.0	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	45518.3	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	1.0	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	20011.3	kNm

Presión máxima	:	280.8	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

σ_{max} = 280.822 < σ_{adm} = 357.143 -> **Cumple a hundimiento.**

Esquina 3: zarpa trasera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	7539.8	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-0.0	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	45518.3	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	1.0	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	20011.3	kNm

Presión máxima	:	280.8	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

σ_{max} = 280.826 < σ_{adm} = 357.143 -> **Cumple a hundimiento.**

Esquina 4: zarpa delantera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	11309.7	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-0.0	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	39691.0	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	0.7	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-10882.5	kNm

Presión máxima	:	229.1	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

σ_{max} = 229.087 < σ_{adm} = 357.143 -> **Cumple a hundimiento.**

3.2 Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio

Esquina 1: zarpa delantera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	11275.8	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-143.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	45002.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-6203.9	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-20195.1	kNm

Presión máxima	:	291.3	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 291.305 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 2: zarpa trasera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	7508.3	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-239.2	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	50041.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-7646.8	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	12109.5	kNm

Presión máxima	:	301.0	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 300.968 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 3: zarpa trasera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	7508.4	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	239.2	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	50041.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	7648.3	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	12109.4	kNm

Presión máxima	:	301.0	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 300.971 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 4: zarpa delantera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	11275.8	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	143.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	45002.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	6206.7	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-20195.3	kNm

Presión máxima	:	291.3	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 291.311 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

3.3 Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito

Esquina 1: zarpa delantera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	11423.0	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-143.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	45002.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-6204.2	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-21844.1	kNm

Presión máxima	:	295.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 295.209 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 2: zarpa trasera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	7614.4	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-239.2	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	50041.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-7647.0	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	10922.2	kNm

Presión máxima	:	298.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 298.158 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 3: zarpa trasera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	7614.4	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	239.2	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	50041.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	7648.1	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	10922.0	kNm

Presión máxima	:	298.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 298.160 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 4: zarpa delantera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	11423.0	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	143.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	45002.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	6206.4	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-21844.2	kNm

Presión máxima	:	295.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	357.1	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 295.213 < \sigma_{\text{adm}} = 357.143 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

3.4 Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio

Esquina 1: zarpa delantera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	14707.3	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-2148.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36449.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-13317.0	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-41449.1	kNm

Presión máxima	:	312.3	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 312.340 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 2: zarpa trasera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	333.5	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-2148.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36505.0	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-13317.0	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	47118.3	kNm

Presión máxima	:	326.0	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 326.045 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 3: zarpa trasera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	333.5	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	2148.4	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36504.9	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	13316.9	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	47118.5	kNm

Presión máxima	:	326.0	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 326.044 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 4: zarpa delantera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	14707.3	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	2148.4	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36448.9	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	13316.9	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-41448.9	kNm

Presión máxima	:	312.3	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 312.338 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

3.5 Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito

Esquina 1: zarpa delantera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	14813.3	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-2148.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36449.1	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-13317.2	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-42636.4	kNm

Presión máxima	:	315.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 315.150 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 2: zarpa trasera. Extremo lateral 1

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	439.5	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	-2148.5	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36505.0	kN

Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	-13317.2	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	45930.9	kNm

Presión máxima	:	323.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 323.235 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 3: zarpa trasera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	439.5	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	2148.4	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36504.9	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	13316.6	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	45931.2	kNm

Presión máxima	:	323.2	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 323.234 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

Esquina 4: zarpa delantera. Extremo lateral 2

Fuerza en la dirección longitudinal:	:	14813.3	kN
Fuerza en la dirección transversal:	:	2148.4	kN
Fuerza en la dirección vertical:	:	36448.9	kN
Momento en torno al eje longitudinal en el centro de la base de la zapata:	:	13316.6	kNm
Momento en torno al eje transversal en el centro de la base de la zapata:	:	-42636.2	kNm

Presión máxima	:	315.1	kN/m ²
Presión de hundimiento	:	500.0	kN/m ²
Presión admisible	:	500.0	kN/m ²

$\sigma_{\max} = 315.148 < \sigma_{\text{adm}} = 500.000 \rightarrow$ **Cumple a hundimiento.**

3.6 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Enfoque 2. Fase de construcción. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Enfoque 2. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Enfoque 2. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación accidental. Combinación sísmica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

4 ESTADO LÍMITE DE ASIENTOS

4.1 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Fase de construcción

Asiento máximo	:	1.9	mm
Asiento admisible	:	50.0	mm

4.2 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio

Asiento máximo	:	2.0	mm
Asiento admisible	:	50.0	mm

4.3 Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito

Asiento máximo	:	2.0 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.4 Situación persistente. Combinación frecuente. Fase de construcción

Asiento máximo	:	1.9 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.5 Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio

Asiento máximo	:	2.1 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.6 Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito

Asiento máximo	:	2.1 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.7 Situación persistente. Combinación característica. Fase de construcción

Asiento máximo	:	1.9 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.8 Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio

Asiento máximo	:	2.2 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.9 Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito

Asiento máximo	:	2.2 mm
Asiento admisible	:	50.0 mm

4.10 Resumen de verificaciones

Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Fase de construcción. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación cuasi permanente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación frecuente. Fase de construcción. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación frecuente. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación frecuente. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación característica. Fase de construcción. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación característica. Estructura en servicio. Verifica la comprobación.
Situación persistente. Combinación característica. A tiempo infinito. Verifica la comprobación.

07. VALORACIÓN ECONÓMICA

ÍNDICE

1. 1. INTRODUCCIÓN 1

2. MEDICIONES 1

2.1. 1. CIMENTACIONES 1

2.2. 2. ESTRIBOS..... 1

2.3. TABLERO 2

3. CUADRO DE PRECIOS 3

4. VALORACIÓN ECONÓMICA 4

4.1. PARCIALES 4

4.1.1. CAPÍTULO 14

4.1.2. CAPÍTULO 24

4.1.3. CAPÍTULO 34

4.2. PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL (PEM)..... 5

4.3. PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (PBL)..... 5

1. 1. INTRODUCCIÓN

El presente anejo recoge las mediciones y la valoración económica de los principales elementos estructurales de la solución definida para el paso superior PS-383.2. Las mediciones de hormigón, armaduras y encofrados proceden del modelo de Civil eStudio y se completan, para los elementos auxiliares, mediante las mediciones geométricas desarrolladas durante el proyecto.

Los precios unitarios empleados en la presente valoración económica se han adoptado tomando como referencia las unidades de obra utilizadas en el estudio de soluciones del proyecto original, seleccionando aquellas partidas que presentan una mayor correspondencia con los elementos definidos en la solución desarrollada en el presente TFM. De este modo, se mantiene la coherencia económica con el proyecto de referencia, empleándose sus mismas descripciones y precios unitarios para las partidas equivalentes. Las mediciones, por su parte, corresponden a la solución finalmente calculada y definida en el presente trabajo, obtenidas a partir del modelo estructural de Civil Studio o mediante medición geométrica cuando no se dispone de una cuantificación directa en los informes del modelo

2. MEDICIONES

2.1. 1. CIMENTACIONES

1. CIMENTACIONES	Ud	Longitud (m)	Anchura (m)	Altura / espesor (m)	Medición
1.1 Excavación a cielo abierto	m³				
Estribo 1	m³	13	15	3	873
Estribo 2	m³	13	15	3	873
TOTAL 1.1					1.746,000 m³
1.2 Hormigón de limpieza de 10 cm	m²				
Estribo 1	m²	13,2	15,2	0,1	200,64
Estribo 2	m²	13,2	15,2	0,1	200,64
TOTAL 1.2					401,280 m²
1.3 Hormigón estructural de zapatas	m³				
Estribo 1	m³	13	15	2	390
Estribo 2	m³	13	15	2	390
TOTAL 1.3					780,000 m³
1.4 Acero pasivo B500 en zapatas	kg				
Estribo 1	kg	-	-	-	25.087,10
Estribo 2	kg	-	-	-	25.087,10
TOTAL 1.4					50.174,200 kg
1.5 Encofrado plano oculto de zapatas	m²				
Estribo 1	m²	-	-	-	117,68
Estribo 2	m²	-	-	-	117,68
TOTAL 1.5					235,360 m²

2.2. 2. ESTRIBOS

ESTRIBOS	Ud	Longitud (m)	Anchura (m)	Altura / espesor (m)	Medición
2.1 Hormigón estructural de muro frontal, espaldón y muretes	m³				
Estribo 1	m³	-	-	-	186,129
Estribo 2	m³	-	-	-	186,129
TOTAL 2.1					372,258 m³
2.2 Hormigón estructural de aletas	m³				
Estribo 1 - Aleta 1	m³	-	-	-	53,19
Estribo 1 - Aleta 2	m³	-	-	-	53,19
Estribo 2 - Aleta 1	m³	-	-	-	53,19
Estribo 2 - Aleta 2	m³	-	-	-	53,19
TOTAL 2.2					212,760 m³
2.3 Acero pasivo B500 en muro frontal, espaldón y muretes	kg				
Estribo 1	kg	-	-	-	15.396,60
Estribo 2	kg	-	-	-	15.396,60
TOTAL 2.3					30.793,200 kg
2.4 Acero pasivo B500 en aletas	kg				
Estribo 1 - Aleta 1	kg	-	-	-	12.854,80
Estribo 1 - Aleta 2	kg	-	-	-	12.846,70
Estribo 2 - Aleta 1	kg	-	-	-	12.854,80
Estribo 2 - Aleta 2	kg	-	-	-	12.846,70
TOTAL 2.4					51.403,000 kg
2.5 Encofrado para paramentos vistos planos	m²				
Estribo 1 - Muro/espaldón	m²	-	-	-	113,82
Estribo 1 - Aletas	m²	-	-	-	174,39
Estribo 2 - Muro/espaldón	m²	-	-	-	113,82
Estribo 2 - Aletas	m²	-	-	-	174,39
TOTAL 2.5					576,420 m²
2.6 Encofrado para paramentos ocultos planos	m²				
Estribo 1 - Muro/espaldón	m²	-	-	-	91,98
Estribo 1 - Aletas	m²	-	-	-	150,494
Estribo 2 - Muro/espaldón	m²	-	-	-	91,98
Estribo 2 - Aletas	m²	-	-	-	150,494
TOTAL 2.6					484,948 m²
2.7 Impermeabilización de paramentos enterrados	m²				
Estribo 1 - Cara superior zapata	m²	13	15	-	165,82
Estribo 1 - Muro/espaldón	m²	-	-	-	91,98
Estribo 1 - Aletas	m²	-	-	-	150,494

Estribo 2	m²	-	-	-	408,294
TOTAL 2.7					816,588 m²
2.8 Geomalla volumétrica combinada					
Estribo 1 - Muro/espaldón	m²	-	-	-	91,98
Estribo 1 - Caras interiores aletas	m²	-	-	-	132,974
Estribo 2	m²	-	-	-	224,954
TOTAL 2.8					449,908 m²
2.9 Grava filtrante alrededor del tubo dren					
Estribo 1	m³	20,5	0,5	0,4	4,1
Estribo 2	m³	20,5	0,5	0,4	4,1
TOTAL 2.9					8,200 m³
2.10 Dren de trasdós Ø > 100 mm					
Estribo 1	m	20,5	-	-	20,5
Estribo 2	m	20,5	-	-	20,5
TOTAL 2.10					41,000 m

2.3. TABLERO

3. TABLERO	Ud	Longitud (m)	Anchura (m)	Altura / espesor (m)	Medición
3.1 Hormigón estructural de vigas prefabricadas					
Viga 1	m³	-	-	-	12,822
Viga 2	m³	-	-	-	12,824
Viga 3	m³	-	-	-	12,848
Viga 4	m³	-	-	-	12,824
Viga 5	m³	-	-	-	12,822
TOTAL 3.1					64,140 m³
3.2 Acero pasivo B500 en vigas prefabricadas					
Viga 1	kg	-	-	-	1.968,50
Viga 2	kg	-	-	-	1.955,50
Viga 3	kg	-	-	-	1.764,40
Viga 4	kg	-	-	-	1.955,50
Viga 5	kg	-	-	-	1.968,50
TOTAL 3.2					9.612,400 kg
3.3 Acero activo de pretensado					
Viga 1	kg	-	-	-	1.028,70
Viga 2	kg	-	-	-	1.028,70
Viga 3	kg	-	-	-	1.028,70
Viga 4	kg	-	-	-	1.028,70
Viga 5	kg	-	-	-	1.028,70
TOTAL 3.3					5.143,500 kg

3.4 Hormigón de prelosas prefabricadas de 7 cm					
4 bandas entre vigas	m³	25,8	1,09	0,07	7,874
TOTAL 3.4					7,874 m³
3.5 Hormigón estructural de losa superior					
Losa de tablero	m³	25,8	10	0,25	64,5
TOTAL 3.5					64,500 m³
3.6 Acero pasivo B500 en losa					
Losa de tablero	kg	-	-	-	8.824,50
TOTAL 3.6					8.824,500 kg
3.7 Encofrado lateral del tablero					
Perímetro losa	m²	71,6	-	0,25	17,9
TOTAL 3.7					17,900 m²
3.8 Zuncho prefabricado de apoyo de pretil y antivandálica					
Lado izquierdo	m³	25,8	1	0,24	6,192
Lado derecho	m³	25,8	1	0,24	6,192
TOTAL 3.8					12,384 m³
3.9 Aparatos de apoyo de neopreno zunchado					
10 apoyos 200×400×52 mm	dm³	0,4	0,2	0,052	41,6
TOTAL 3.9					41,600 dm³
3.10 Juntas de dilatación					
Estribo 1	m	10	-	-	10
Estribo 2	m	10	-	-	10
TOTAL 3.10					20,000 m
3.11 Impermeabilización horizontal del tablero					
Tablero	m²	25,8	10	-	258
TOTAL 3.11					258,000 m²
3.12 Pretil H3					
Ambos bordes	m	25,8	-	-	51,6
TOTAL 3.12					51,600 m
3.13 Cerramiento antivandálico					
Ambos bordes	ud	25,8	-	-	51,6
TOTAL 3.13					51,600 ud
3.14 Mezcla bituminosa AC22 BIN S - 2 cm					
Tablero	t	25,8	10	0,02	12,126
TOTAL 3.14					12,126 t
3.15 Emulsión termoadherente C60BP3 TER					
Tablero	t	25,8	10	-	0,129
TOTAL 3.15					0,129 t
3.16 BBTM 11B - capa de rodadura 3 cm					

Tablero	m²	25,8	10	0,03	258
TOTAL 3.16					258,000 m²
3.17 Betún B50/70		t			
AC22	t	-	-	-	0,485
BBTM 11B	t	-	-	-	0,728
TOTAL 3.17					1,213 t
3.18 Polvo mineral de aportación		t			
Firme tablero	t	-	-	-	1,334
TOTAL 3.18					1,334 t
3.19 Proyecto e informe de prueba de carga		ud			
Puente PS-383.2	ud	-	-	-	1
TOTAL 3.19					1,00 ud
3.20 Realización de prueba de carga		ud			
Puente PS-383.2	ud	-	-	-	1
TOTAL 3.20					1,00 ud

3. CUADRO DE PRECIOS

Los precios unitarios adoptados proceden del presupuesto del proyecto original, coinciden con los precios empleados para el estudio de soluciones y se emplean como precios de referencia para la valoración de la solución desarrollada en el TFM.

UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO UNITARIO
m³	Excavación no clasificada en zanjas pozos y cimientos.	5,24 €
m³	Hormigón de limpieza HL-150 para capas de nivelación y limpieza.	54,35 €
m³	Hormigón para armar HA-30 en cimentaciones, pilotes, pantallas, encepados y aceras.	78,28 €
kg	Acero en barras Corrugadas B 500 SD colocado en armaduras pasivas.	1,03 €
m²	Encofrado para paramentos ocultos planos.	21,52 €
m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €
m²	Encofrado para paramentos vistos planos	31,78 €
m²	Impermeabilización asfáltica ejecutada mediante emulsión bituminosa	1,48 €
m²	Geomalla volumétrica combinada metal-polipropileno, sencilla, incluso anclajes.	24,46 €
m³	Relleno localizado con material de filtro,	26,50 €
m	Dren de trasdós de diámetro superior a 100 mm, incluso material filtrante y geotextil, totalmente colocado.	92,87 €
kg	Acero especial en cordones para pretensar, con accesorios, anclajes y operaciones necesarias de tesado e inyección según corresponda.	4,27 €
dm³	Apoyo de neopreno zunchado sustituible colocado en nueva estructura, incluida la realización de las bases de asiento y su completa colocación.	22,44 €
m	Junta de dilatación elastomérica para puente de carretera, recorrido máximo ±5 cm, totalmente colocada, incluso cortes, perforaciones, resinas, pernos, anclajes y selladores.	330,36 €
m²	Impermeabilización de losas y tableros de estructuras	12,77 €
m	Pretil i/ Anclajes y todos los materiales y operaciones para su montaje	194,71 €
ud	Módulo de cerramiento de 1,80 x 2,50 m de protección antivandalismo en pasos superiores, totalmente suministrado y colocado.	186,87 €
t	Mezcla bituminosa en caliente AC22 BIN S para capa intermedia, excepto betún y polvo mineral de aportación, totalmente extendida y compactada.	32,57 €
m²	Mezcla bituminosa en caliente BBTM 11B para capa de rodadura, excepto betún y polvo mineral de aportación, extendida y compactada con 3 cm de espesor.	2,34 €
t	Betún asfáltico B50/70 utilizado en mezclas bituminosas.	689,00 €
t	Polvo mineral de aportación utilizado en la fabricación de mezclas bituminosas.	50,13 €
ud	Redacción del proyecto e informe de prueba de carga en puente isostático, incluyendo cálculos y planos necesarios y documentación de los resultados.	1.819,35 €
ud	Realización de prueba de carga en puente isostático. Se adopta el precio de referencia disponible en el proyecto original para esta unidad.	2.775,98 €

4. VALORACIÓN ECONÓMICA

4.1. PARCIALES

4.1.1. Capítulo 1

CÓDIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	MEDICIÓN	IMPORTE
1.1	m³	Excavación no clasificada en zanjas pozos y cimientos.	5,24 €	1.746,00	9.149,04 €
1.2	m³	Hormigón de limpieza HL-150 para capas de nivelación y limpieza.	54,35 €	40,128	2.180,96 €
1.3	m³	Hormigón para armar HA-30 en cimentaciones, pilotes, pantallas, encepados y aceras.	78,28 €	780	61.058,40 €
1.4	kg	Acero en barras Corrugadas B 500 SD colocado en armaduras pasivas.	1,03 €	50.174,20	51.679,43 €
1.5	m²	Encofrado para paramentos ocultos planos.	21,52 €	235,36	5.064,95 €
TOTAL CAPÍTULO 1. CIMENTACIÓN					129.132,77 €

4.1.2. Capítulo 2

CÓDIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	MEDICIÓN	IMPORTE
2.1	m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €	372,26	31.749,88 €
2.2	m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €	212,76	18.146,30 €
2.3	kg	Acero en barras Corrugadas B 500 SD colocado en armaduras pasivas.	1,03 €	30793,2	31.717,00 €
2.4	kg	Acero en barras Corrugadas B 500 SD colocado en armaduras pasivas.	1,03 €	51.403,00	52.945,09 €
2.5	m²	Encofrado para paramentos vistos planos	31,78 €	576,42	18.318,63 €
2.6	m²	Encofrado para paramentos ocultos planos.	21,52 €	484,948	10.436,08 €
2.7	m²	Impermeabilización asfáltica ejecutada mediante emulsión bituminosa	1,48 €	816,59	1.208,55 €
2.8	m²	Geomalla volumétrica combinada metal-polipropileno, sencilla, incluso anclajes.	24,46 €	449,908	11.004,75 €
2.9	m³	Relleno localizado con material de filtro,	26,50 €	8,2	217,30 €
2.10	m	Dren de trasdós de diámetro superior a 100 mm, incluso material filtrante y geotextil, totalmente colocado.	92,87 €	41,00	3.807,67 €
TOTAL CAPÍTULO 2. ESTRIBOS					179.551,25 €

4.1.3. Capítulo 3

CÓDIGO	UD	DESCRIPCIÓN	PRECIO	MEDICIÓN	IMPORTE
3.1	m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €	64,14	5.470,50 €
3.2	kg	Acero en barras Corrugadas B 500 SD colocado en armaduras pasivas.	1,03 €	9612,4	9.900,77 €
3.3	kg	Acero especial en cordones para pretensar, con accesorios, anclajes y operaciones necesarias de tesado e inyección según corresponda.	4,27 €	5143,5	21.962,75 €
3.4	m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €	7,87	671,57 €
3.5	m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €	64,5	5.501,21 €
3.6	kg	Acero en barras Corrugadas B 500 SD colocado en armaduras pasivas.	1,03 €	8824,5	9.089,24 €
3.7	m²	Encofrado para paramentos vistos planos	31,78 €	17,90	568,86 €
3.8	m³	hormigón para armar HA-35 en alzados de pilas, estribos, cabeceros, vigas, losas, muros...	85,29 €	12,384	1.056,23 €
3.9	dm³	Apoyo de neopreno zunchado sustituible colocado en nueva estructura, incluida la realización de las bases de asiento y su completa colocación.	22,44 €	41,6	933,50 €
3.10	m	Junta de dilatación elastomérica para puente de carretera, recorrido máximo ±5 cm, totalmente colocada, incluso cortes, perforaciones, resinas, pernos, anclajes y selladores.	330,36 €	20,00	6.607,20 €
3.11	m²	Impermeabilización de losas y tableros de estructuras	12,77 €	258,00	3.294,66 €
3.12	m	Pretil i/ Anclajes y todos los materiales y operaciones para su montaje	194,71 €	51,60	10.047,04 €
3.13	ud	Módulo de cerramiento de 1,80 x 2,50 m de protección antivandalismo en pasos superiores, totalmente suministrado y colocado.	186,87 €	51,60	9.642,49 €
3.14	t	Mezcla bituminosa en caliente AC22 BIN S para capa intermedia, excepto betún y polvo mineral de aportación, totalmente extendida y compactada.	32,57 €	12,126	394,94 €
3.15	m²	Mezcla bituminosa en caliente BBTM 11B para capa de rodadura, excepto betún y polvo mineral de aportación, extendida y compactada con 3 cm de espesor.	2,34 €	258	603,72 €
3.16	t	Betún asfáltico B50/70 utilizado en mezclas bituminosas.	689,00 €	1,21	835,76 €
3.17	t	Polvo mineral de aportación utilizado en la fabricación de mezclas bituminosas.	50,13 €	1,334	66,87 €
3.18	ud	Redacción del proyecto e informe de prueba de carga en puente isostático, incluyendo cálculos y planos necesarios y documentación de los resultados.	1.819,35 €	1	1.819,35 €
3.19	ud	Realización de prueba de carga en puente isostático. Se adopta el precio de referencia disponible en el proyecto original para esta unidad.	2.775,98 €	1,00	2.775,98 €
TOTAL CAPÍTULO 3. TABLERO					91.242,64 €

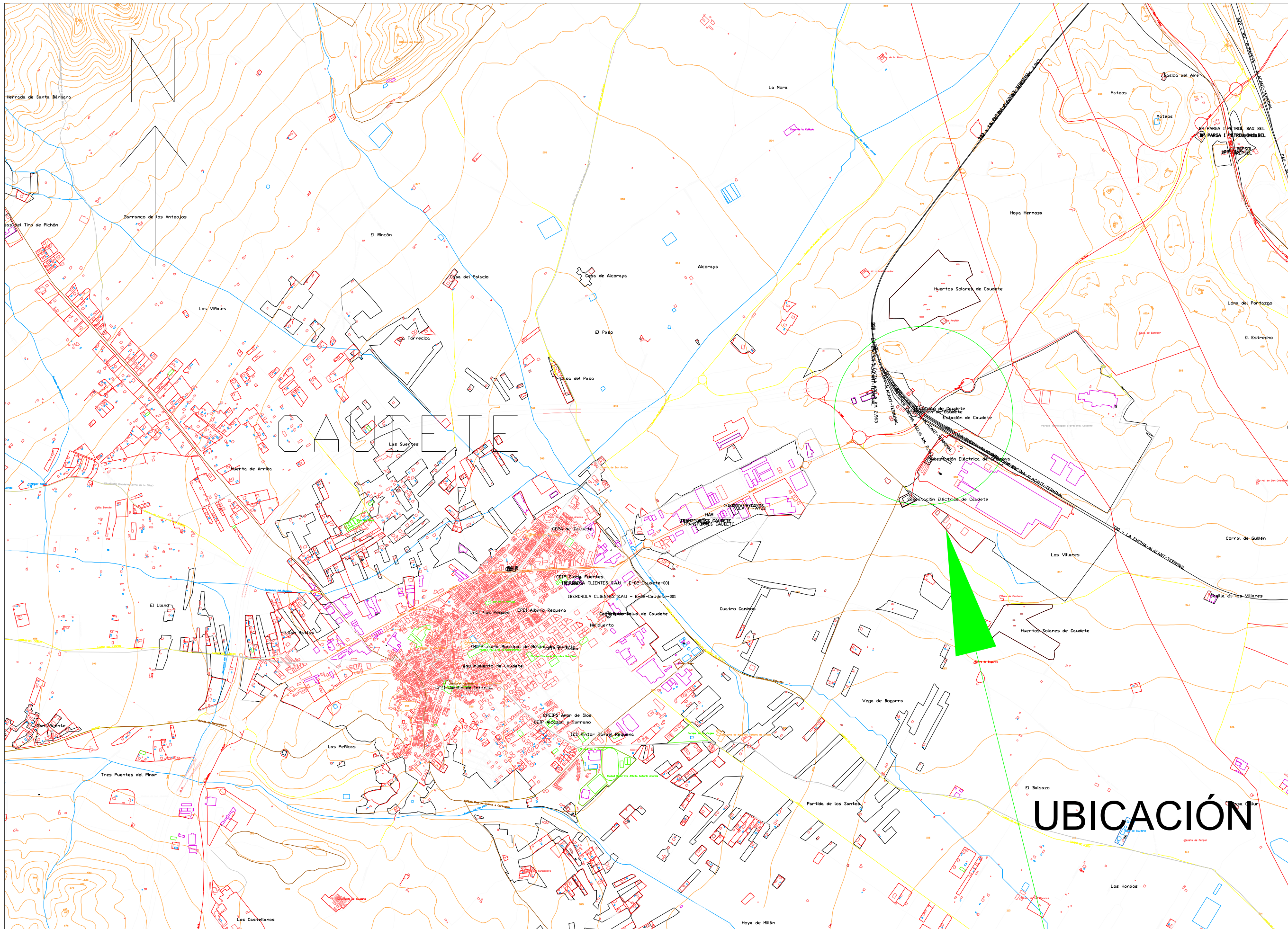
4.2. Presupuesto de ejecución material (PEM)

CAPÍTULO	IMPORTE
CAPÍTULO: CIMENTACIÓN	129.132,77 €
CAPÍTULO: ESTRIBOS	179.551,25 €
CAPÍTULO: TABLERO	91.331,52 €
PRESUPUESTO DE EJECUCIÓN MATERIAL	400.015,54€

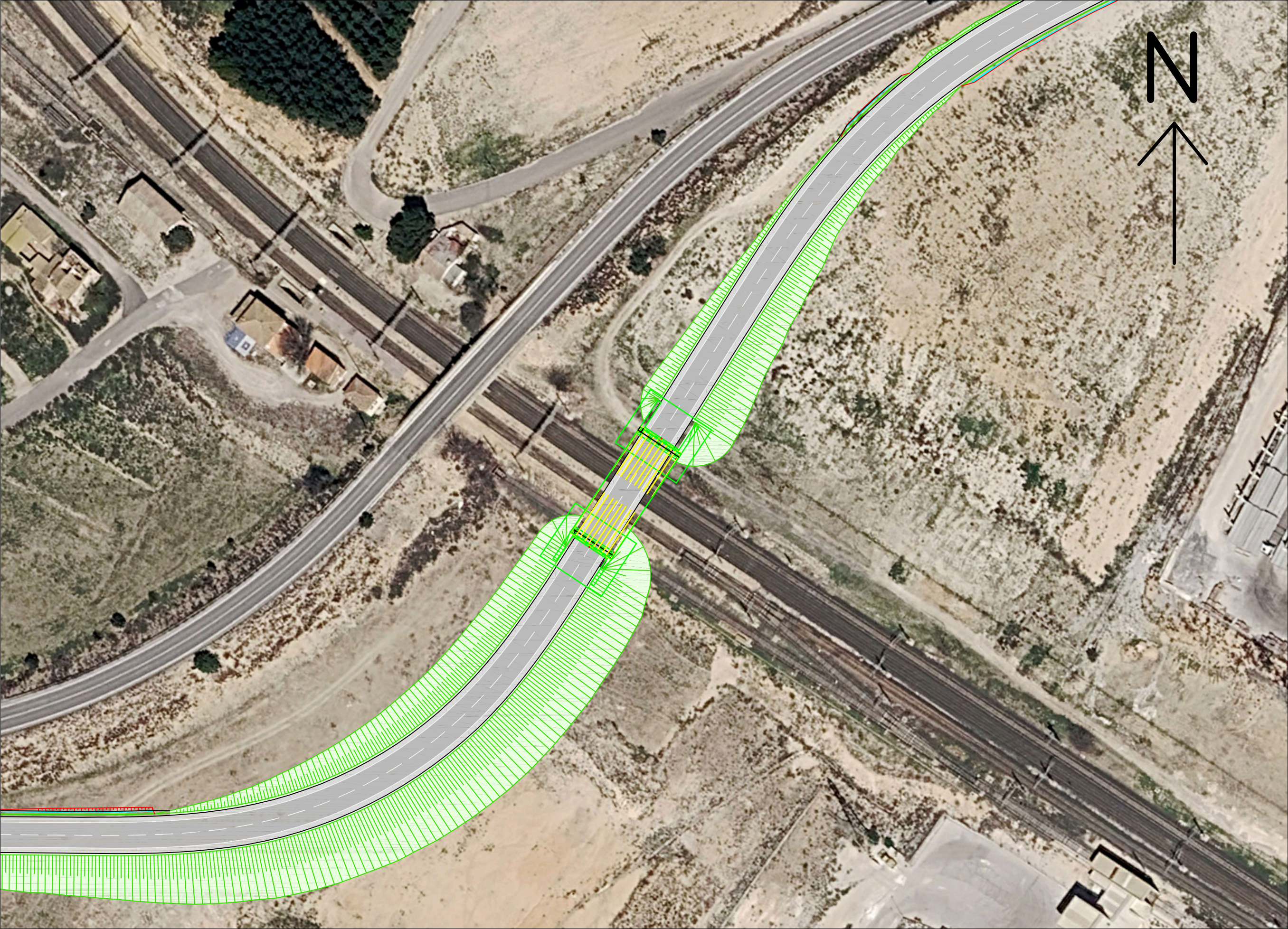
4.3. Presupuesto base de licitación (PBL)

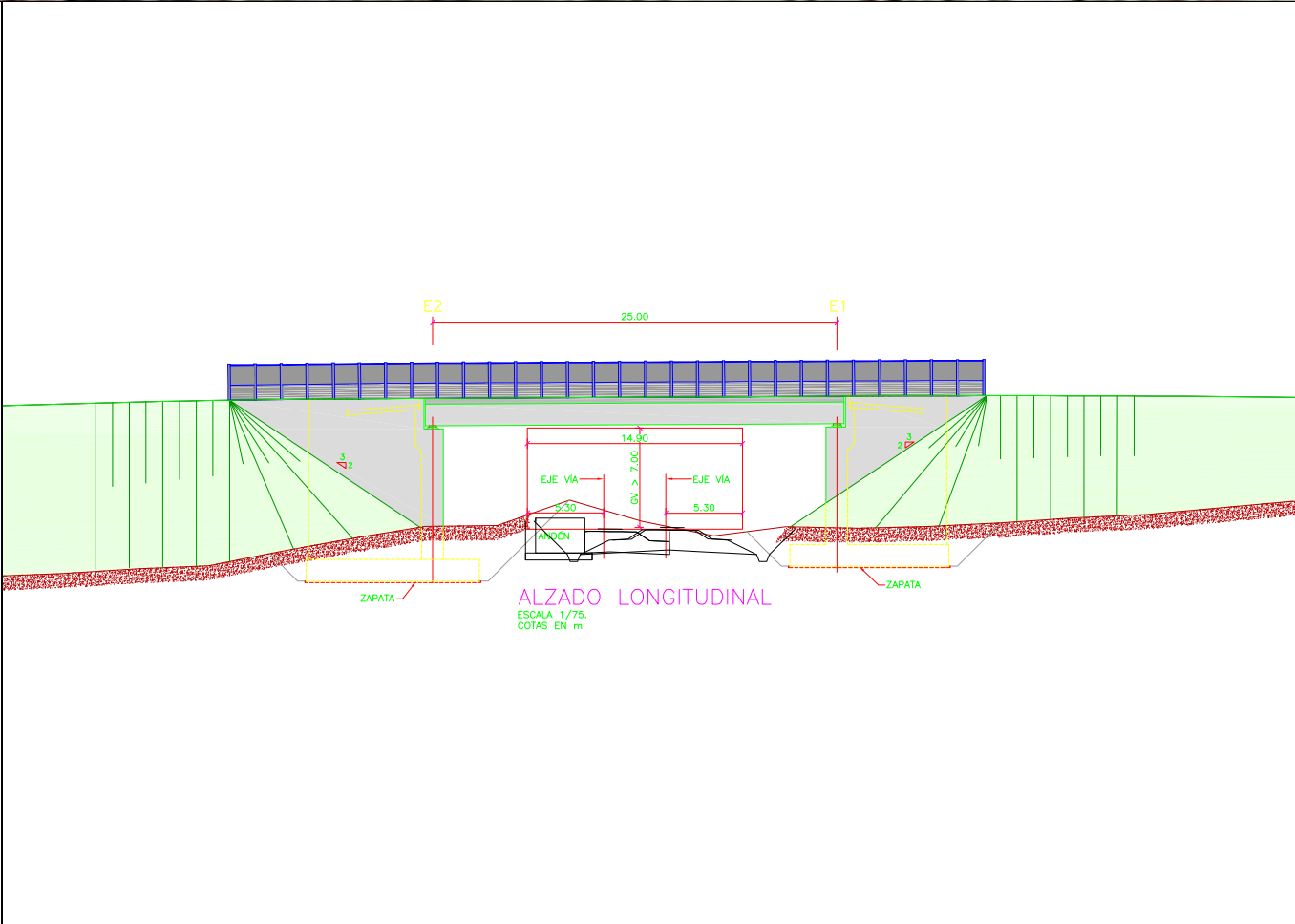
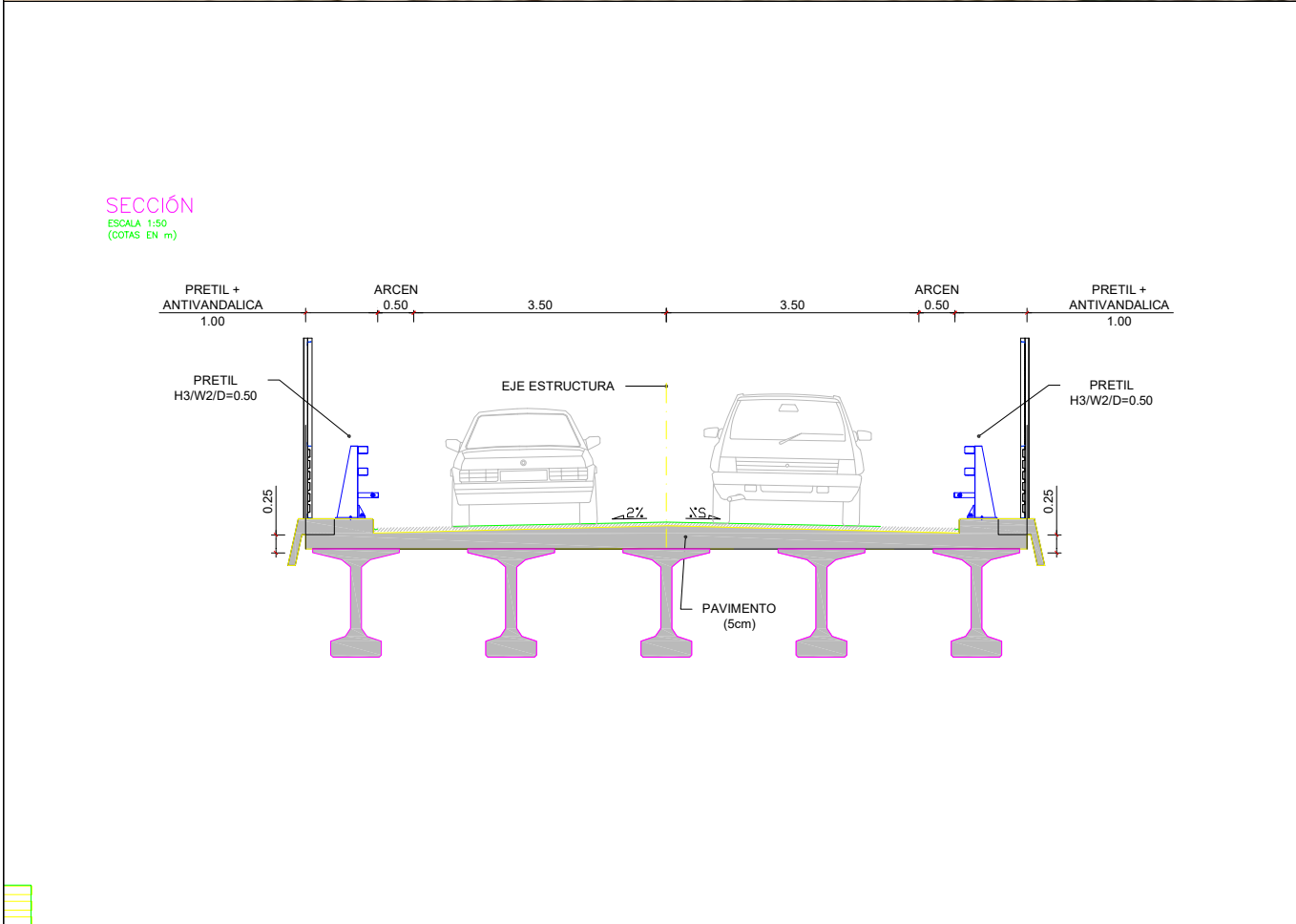
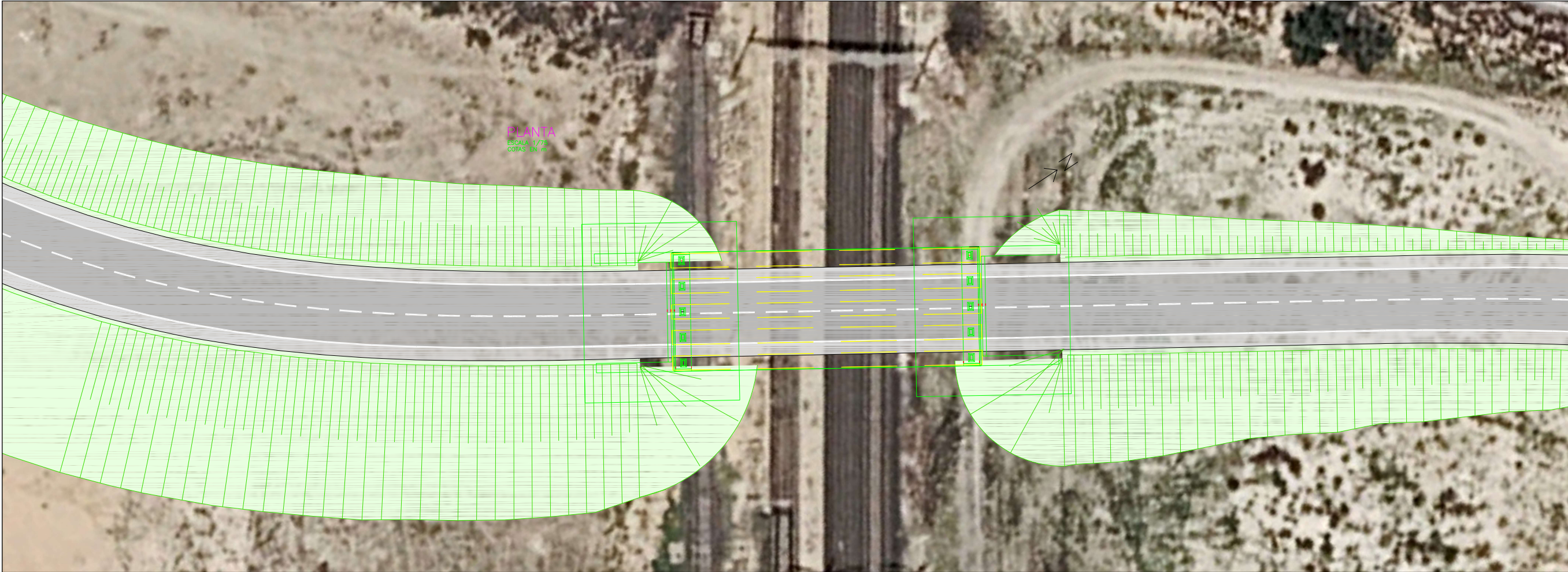
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN	PORCENTAJE	IMPORTE
Presupuesto de ejecución material		400.015,54 €
Gastos generales	13%	52.002,02 €
Beneficio industrial	6%	24.000,93 €
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN		476.018,49 €
I.V.A.	21%	99.963,88 €
PRESUPUESTO BASE DE LICITACIÓN (I.V.A. INCLUIDO)		575.982,38 €

El Presupuesto Base de Licitación asciende a la cantidad de **QUINIENTOS SETENTA Y CINCO MIL NOVECIENTOS OCHENTA Y DOS EUROS CON TREINTA Y OCHO CÉNTIMOS (575.982,38 €)**.

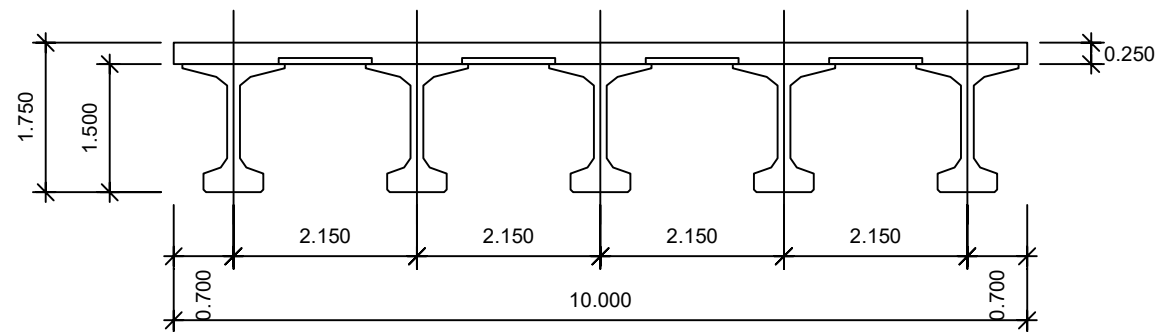


UBICACIÓN





SECCION DEL TABLERO
ESCALA 1:75



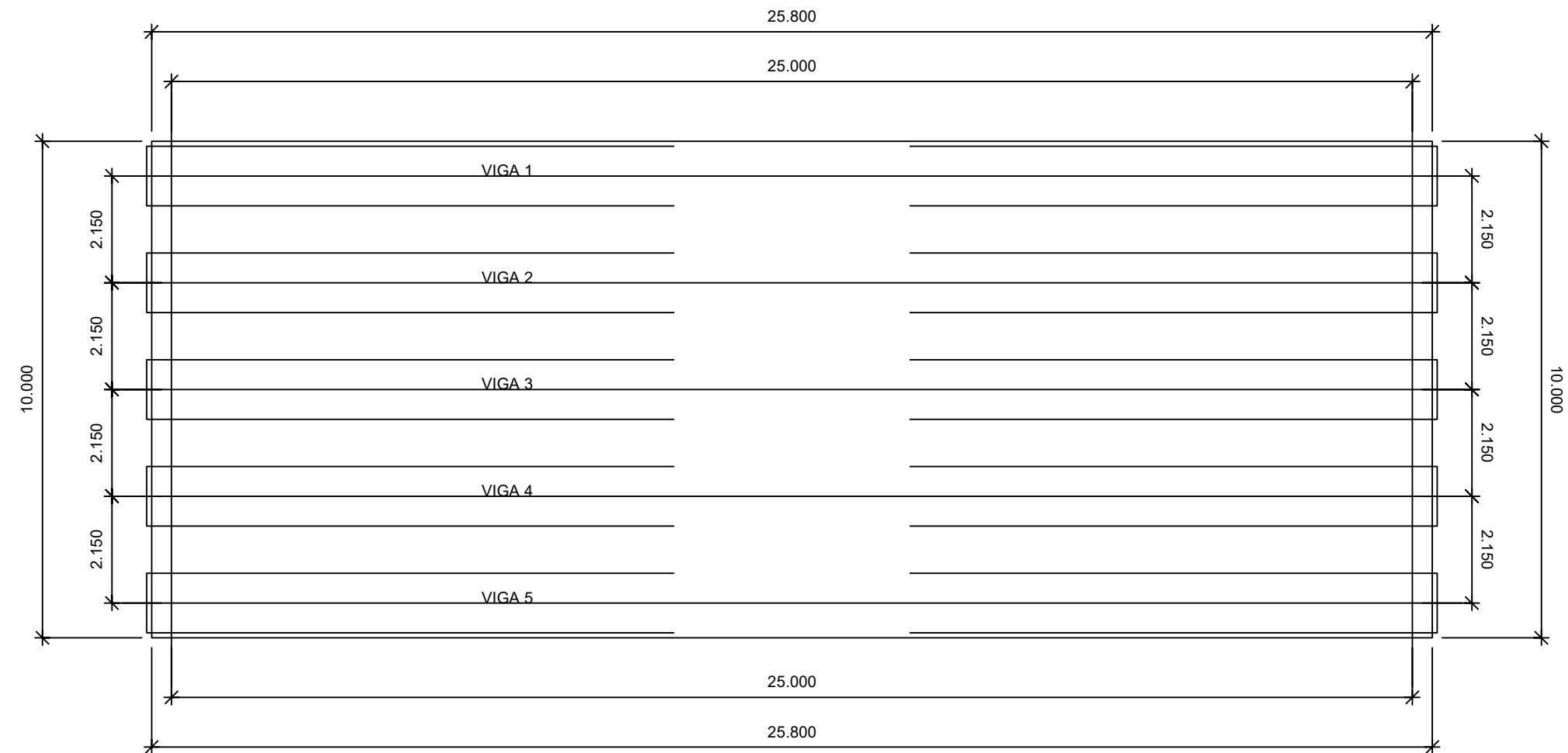
CUADRO DE MATERIALES				
MATERIAL	ELEMENTO	DENOMINACION	RESISTENCIA A COMPRESION (MPa)	DIAMETRO MAXIMO DEL ARIDO (mm)
HORMIGON	VIGAS	C50/60	50.0	20.0
	LOSA	C30/37	30.0	20.0
	PRELOSAS	C30/37	30.0	20.0

CUADRO DE MATERIALES			
MATERIAL	ELEMENTO	DENOMINACION	LIMITE ELASTICO (MPa)
ACERO PASIVO	VIGAS	B-500-S	500
	LOSA	B-500-S	500
ACERO ACTIVO	VIGAS	Y 1860 C. PRETESADO	1670

RECUBRIMIENTOS

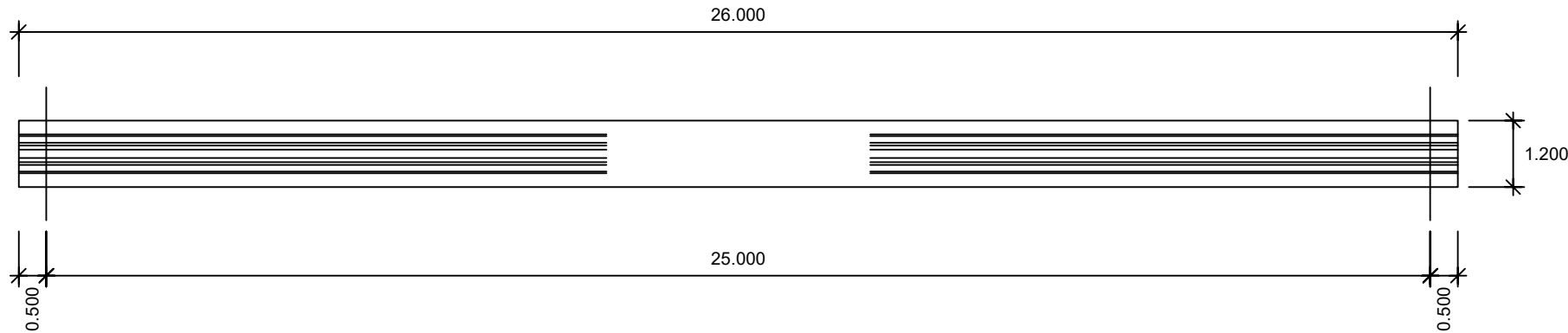
ELEMENTO	R (mm)
VIGAS	25
LOSA	35
PRELOSAS	30

FIGURA: PLANTA DEL TABLERO
ESCALA 1:100



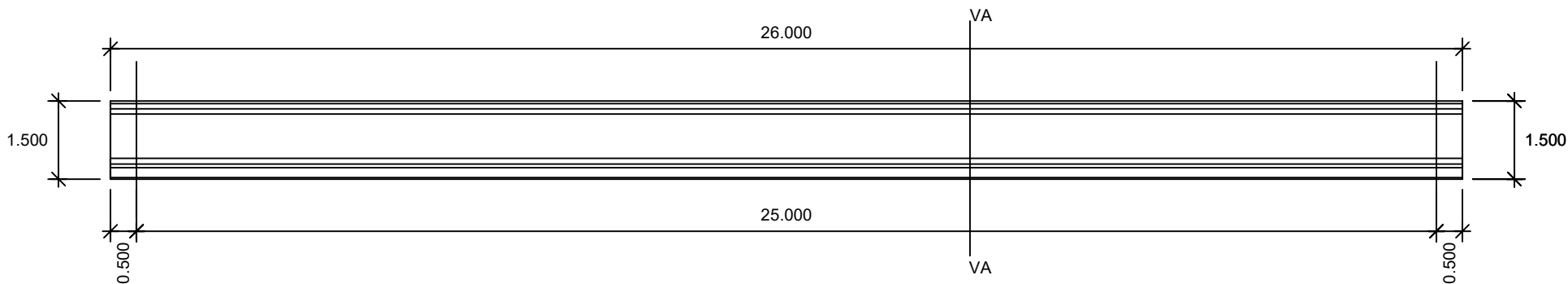
PLANTA VIGAS

ESCALA 1:100



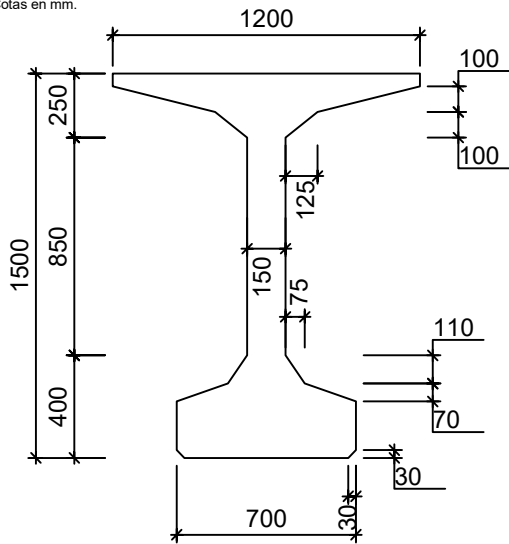
ALZADO VIGAS

ESCALA 1:100



SECCION VA - VA

ESCALA 1:25. Cotas en mm.



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

CAMINOS
UPV

Autor:

BRUNO MARTÍNEZ MELLO COSTA

Título complementario:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PARA LA REPOSICIÓN DEL PASO SUPERIOR SITUADO
EN EL KILOMETRO 383,2 DE LA LÍNEA FERROVIARIA 330 DEL CORREDOR MEDITERRANEO

Escala:

1:30

Designación:

VIGAS
GEOMETRÍA GENERAL

Número de plano:

5

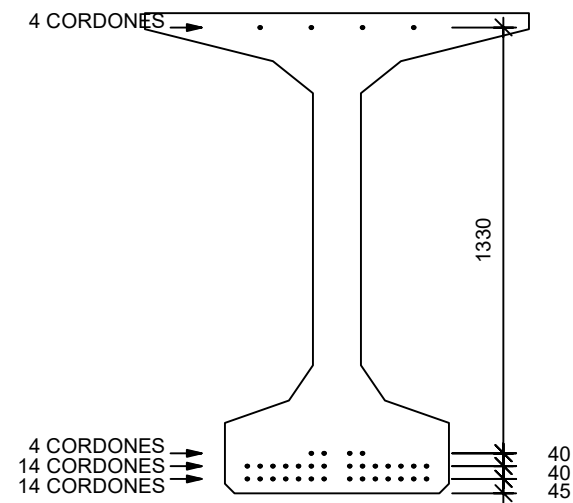
Tamaño:

A3

Fecha:

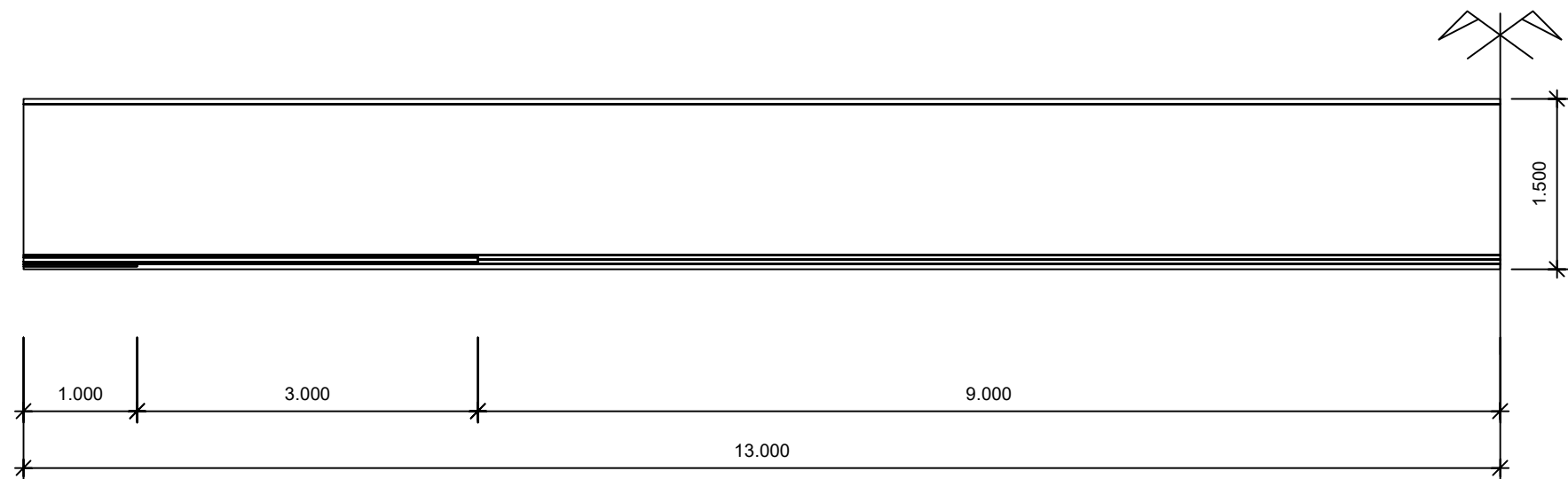
AGOSTO 2026

SECCION VIGAS DISTANCIA DEL EJE INICIAL DE APOYOS: 12.500
ESCALA 1:20



- CORDON SIN ENTUBAR
- ⦿ CORDON ENTUBADO

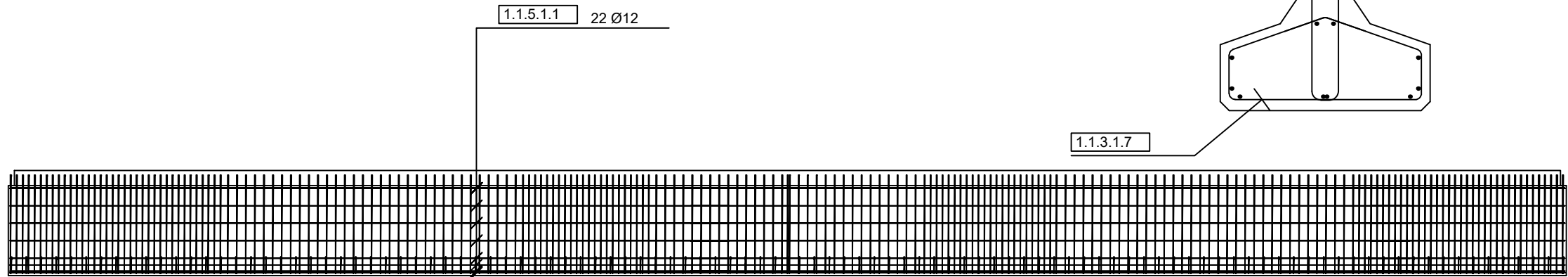
SECCION LONGITUDINAL DEL PRETENSADO. VIGAS
ESCALA 1:50



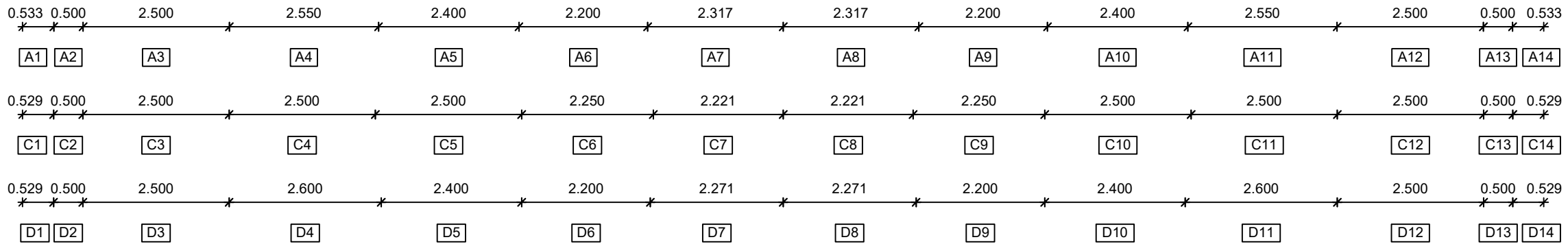
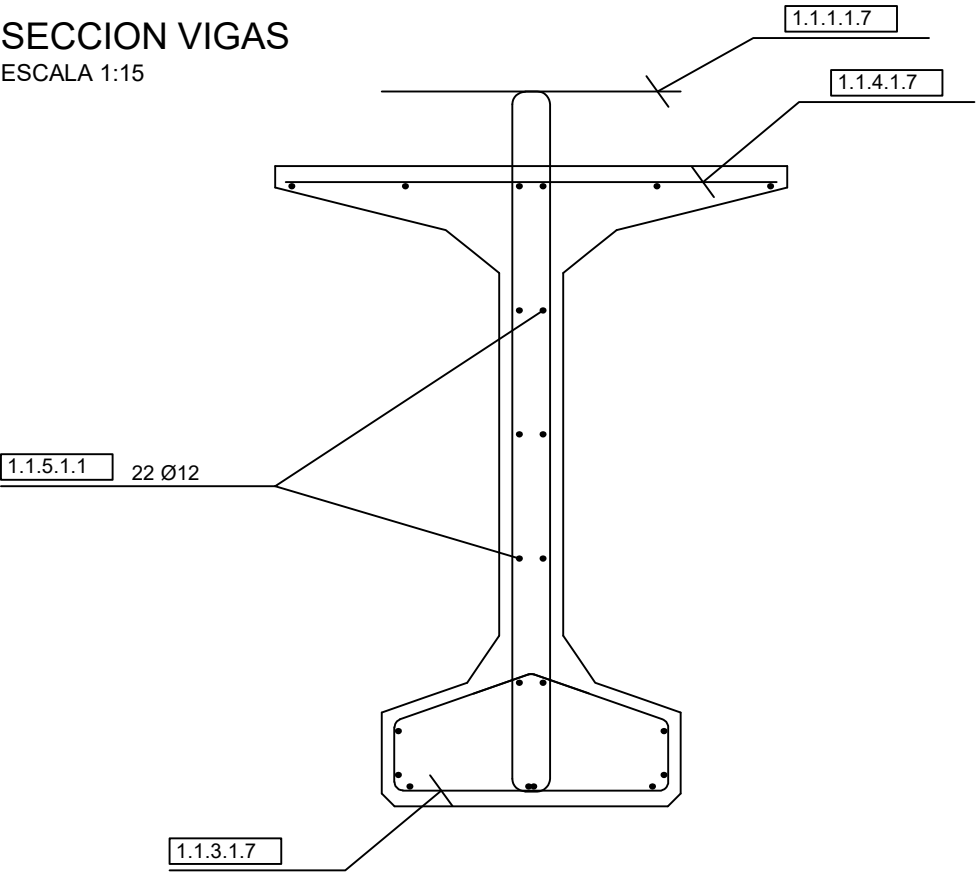
DEFINICION DE LOS CORDONES				
Fila	Cordon	X (mm)	Y (mm)	Longitud entubado (m)
1	1	-280	45	1.000
1	2	-240	45	1.000
1	3	-200	45	0.000
1	4	-160	45	0.000
1	5	-120	45	0.000
1	6	-80	45	0.000
1	7	-40	45	0.000
1	8	40	45	0.000
1	9	80	45	0.000
1	10	120	45	0.000
1	11	160	45	0.000
1	12	200	45	0.000
1	13	240	45	1.000
1	14	280	45	1.000
2	1	-280	85	4.000
2	2	-240	85	4.000
2	3	-200	85	4.000
2	4	-160	85	4.000
2	5	-120	85	4.000
2	6	-80	85	4.000
2	7	-40	85	4.000
2	8	40	85	4.000
2	9	80	85	4.000
2	10	120	85	4.000
2	11	160	85	4.000
2	12	200	85	4.000
2	13	240	85	4.000
2	14	280	85	4.000
3	1	-80	125	0.000
3	2	-40	125	0.000
3	3	40	125	0.000
3	4	80	125	0.000
4	1	-240	1455	0.000
4	2	-80	1455	0.000
4	3	80	1455	0.000
4	4	240	1455	0.000

X : Distancia de cada cordon al eje vertical de la viga
Y : Distancia de cada cordon a la fibra inferior de la viga

ALZADO. VIGA 1, VIGA 5
ESCALA 1:75

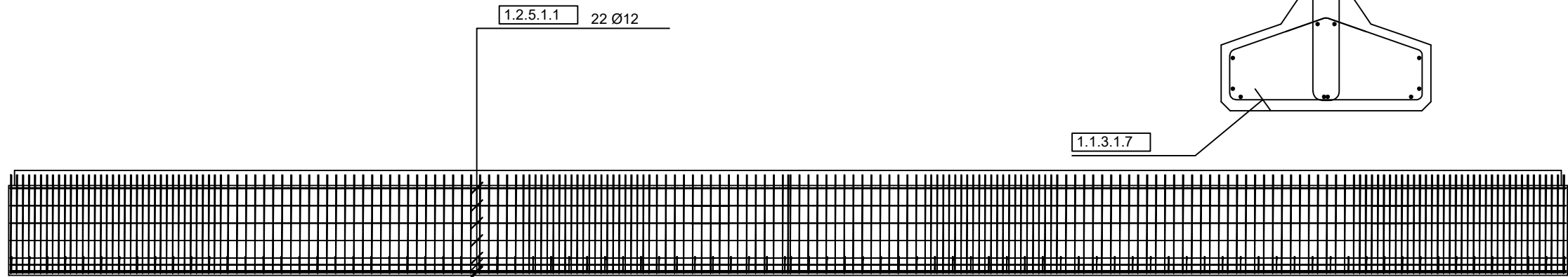


SECCION VIGAS
ESCALA 1:15

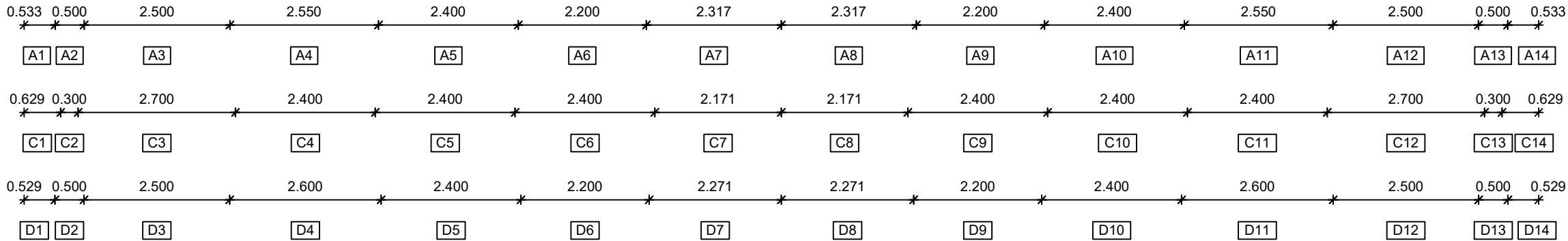
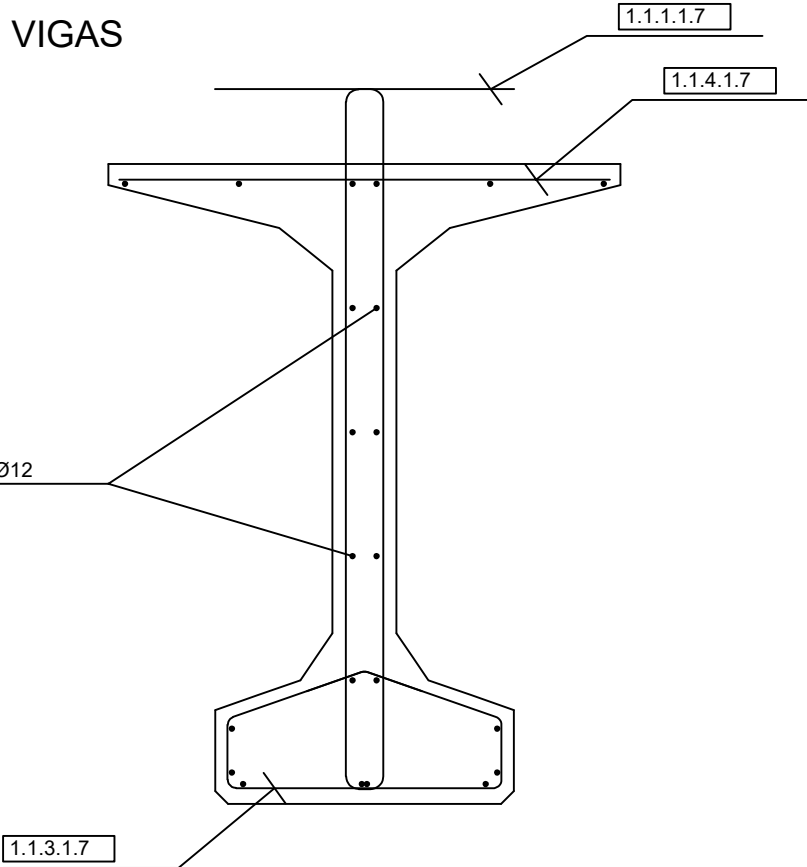


ARMADO DE LA VIGA															
POSICION		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5	TRAMO 6	TRAMO 7	TRAMO 8	TRAMO 9	TRAMO 10	TRAMO 11	TRAMO 12	TRAMO 13	TRAMO 14
ALMA	A	6 Ø16 / 0.100	5 Ø16 / 0.100	25 Ø16 / 0.100	17 Ø16 / 0.150	16 Ø16 / 0.150	22 Ø12 / 0.100	16 Ø12 / 0.150	15 Ø12 / 0.150	22 Ø12 / 0.100	16 Ø16 / 0.150	17 Ø16 / 0.150	25 Ø16 / 0.100	5 Ø16 / 0.100	6 Ø16 / 0.100
ALA INFERIOR	C	3 Ø8 / 0.250	2 Ø8 / 0.250	10 Ø8 / 0.250	10 Ø8 / 0.250	10 Ø8 / 0.250	9 Ø8 / 0.250	9 Ø8 / 0.250	8 Ø8 / 0.250	9 Ø8 / 0.250	10 Ø8 / 0.250	10 Ø8 / 0.250	10 Ø8 / 0.250	2 Ø8 / 0.250	3 Ø8 / 0.250
ALA SUPERIOR	D	6 Ø8 / 0.100	5 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	26 Ø8 / 0.100	24 Ø8 / 0.100	22 Ø8 / 0.100	23 Ø8 / 0.100	22 Ø8 / 0.100	22 Ø8 / 0.100	24 Ø8 / 0.100	26 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	5 Ø8 / 0.100	6 Ø8 / 0.100

ALZADO. VIGA 2, VIGA 4
ESCALA 1:75



SECCION VIGAS
ESCALA 1:15



ARMADO DE LA VIGA

POSICION		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5	TRAMO 6	TRAMO 7	TRAMO 8	TRAMO 9	TRAMO 10	TRAMO 11	TRAMO 12	TRAMO 13	TRAMO 14
ALMA	A	6 Ø16 / 0.100	5 Ø16 / 0.100	25 Ø16 / 0.100	17 Ø16 / 0.150	16 Ø16 / 0.150	22 Ø12 / 0.100	16 Ø12 / 0.150	15 Ø12 / 0.150	22 Ø12 / 0.100	16 Ø16 / 0.150	17 Ø16 / 0.150	25 Ø16 / 0.100	5 Ø16 / 0.100	6 Ø16 / 0.100
ALA INFERIOR	C	3 Ø8 / 0.300	1 Ø8 / 0.300	9 Ø8 / 0.300	8 Ø8 / 0.300	8 Ø8 / 0.300	8 Ø8 / 0.300	7 Ø8 / 0.300	7 Ø8 / 0.300	8 Ø8 / 0.300	8 Ø8 / 0.300	8 Ø8 / 0.300	9 Ø8 / 0.300	1 Ø8 / 0.300	3 Ø8 / 0.300
ALA SUPERIOR	D	6 Ø8 / 0.100	5 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	26 Ø8 / 0.100	24 Ø8 / 0.100	22 Ø8 / 0.100	23 Ø8 / 0.100	22 Ø8 / 0.100	22 Ø8 / 0.100	24 Ø8 / 0.100	26 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	5 Ø8 / 0.100	6 Ø8 / 0.100



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

CAMINOS
UPV

Autor:

BRUNO MARTÍNEZ MELLO COSTA

Título complementario:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PARA LA REPOSICIÓN DEL PASO SUPERIOR SITUADO
EN EL KILOMETRO 383,2 DE LA LÍNEA FERROVIARIA 330 DEL CORREDOR MEDITERRANEO

Escala:

1:30

Designación:

DEFINICIÓN ARMADURA
PASIVA EN VIGA 2, 4

Número de plano:

8

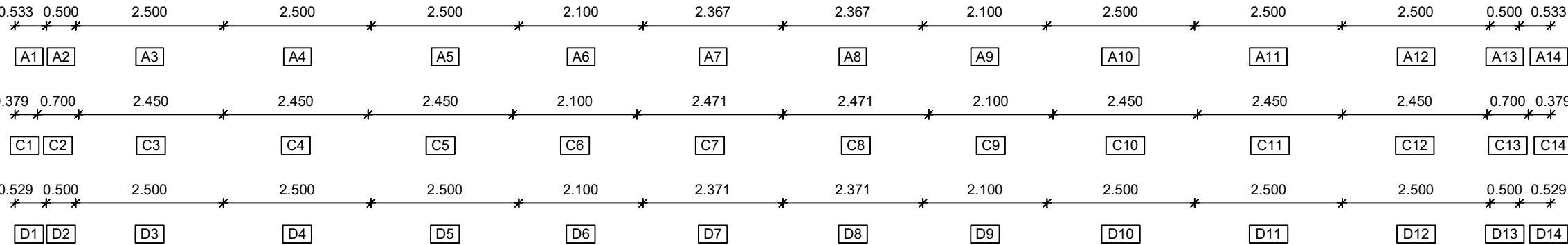
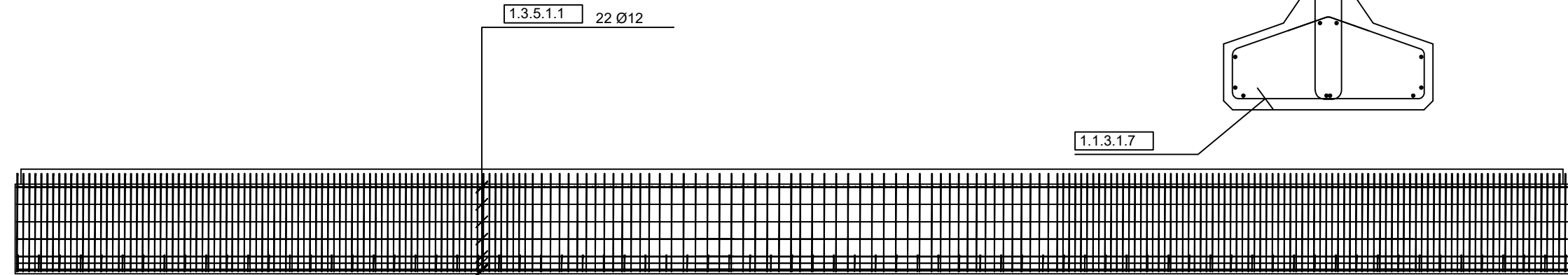
Tamaño:

A3

Fecha:

AGOSTO 2026

ALZADO. VIGA 3
ESCALA 1:75



ARMADO DE LA VIGA

POSICION		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3	TRAMO 4	TRAMO 5	TRAMO 6	TRAMO 7	TRAMO 8	TRAMO 9	TRAMO 10	TRAMO 11	TRAMO 12	TRAMO 13	TRAMO 14
ALMA	A	6 Ø16 / 0.100	5 Ø16 / 0.100	25 Ø16 / 0.100	25 Ø12 / 0.100	25 Ø12 / 0.100	14 Ø12 / 0.150	12 Ø12 / 0.200	11 Ø12 / 0.200	14 Ø12 / 0.150	25 Ø12 / 0.100	25 Ø12 / 0.100	25 Ø16 / 0.100	5 Ø16 / 0.100	6 Ø16 / 0.100
ALA INFERIOR	C	2 Ø8 / 0.350	2 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	6 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	6 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	7 Ø8 / 0.350	2 Ø8 / 0.350	2 Ø8 / 0.350
ALA SUPERIOR	D	6 Ø8 / 0.100	5 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	21 Ø8 / 0.100	24 Ø8 / 0.100	23 Ø8 / 0.100	21 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	25 Ø8 / 0.100	5 Ø8 / 0.100	6 Ø8 / 0.100



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

CAMINOS
UPV

Autor:

BRUNO MARTÍNEZ MELLO COSTA

Título complementario:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PARA LA REPOSICIÓN DEL PASO SUPERIOR SITUADO
EN EL KILOMETRO 383,2 DE LA LÍNEA FERROVIARIA 330 DEL CORREDOR MEDITERRANEO

Escala:

1:30

Designación:

DEFINICIÓN ARMADURA
PASIVA EN VIGA 3

Número de plano:

9

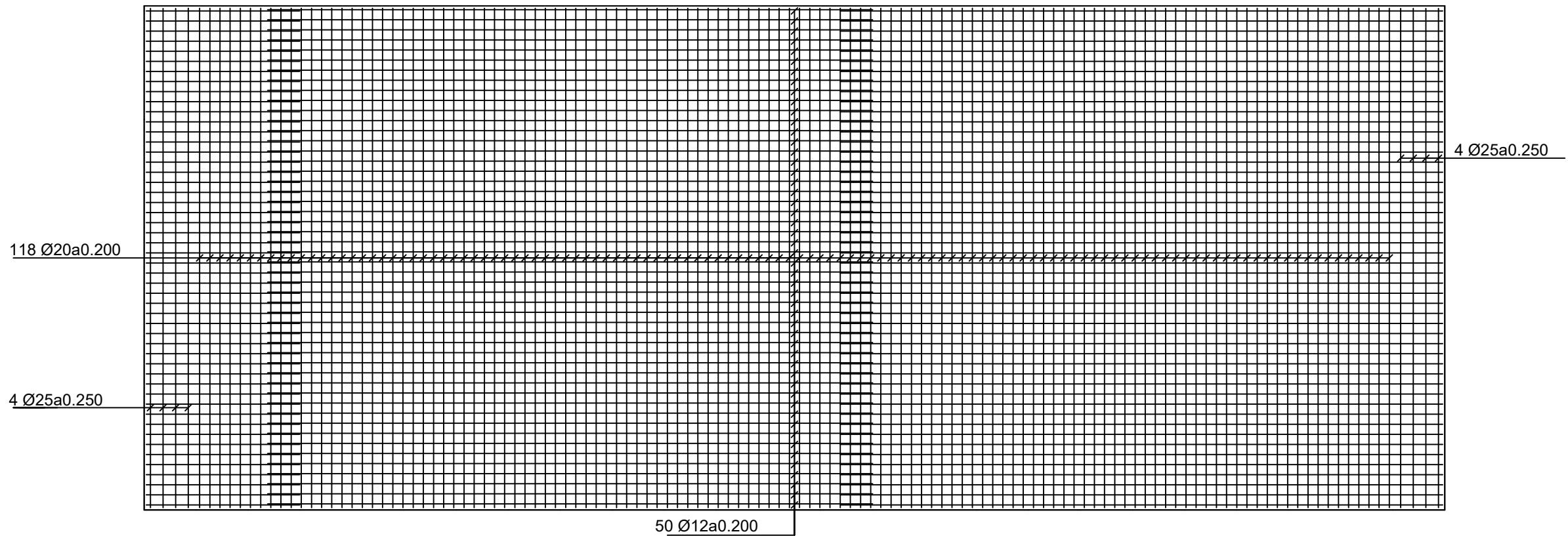
Tamaño:

A3

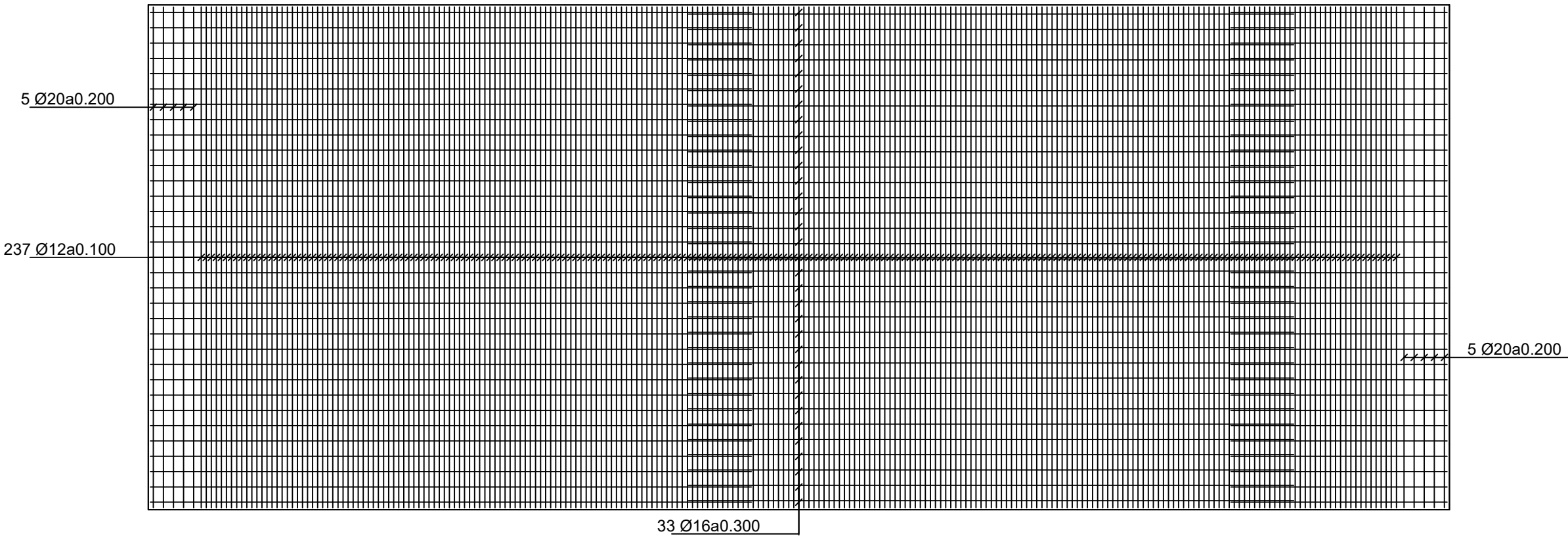
Fecha:

AGOSTO 2026

ARMADURA INFERIOR EN LA LOSA
ESCALA 1:50

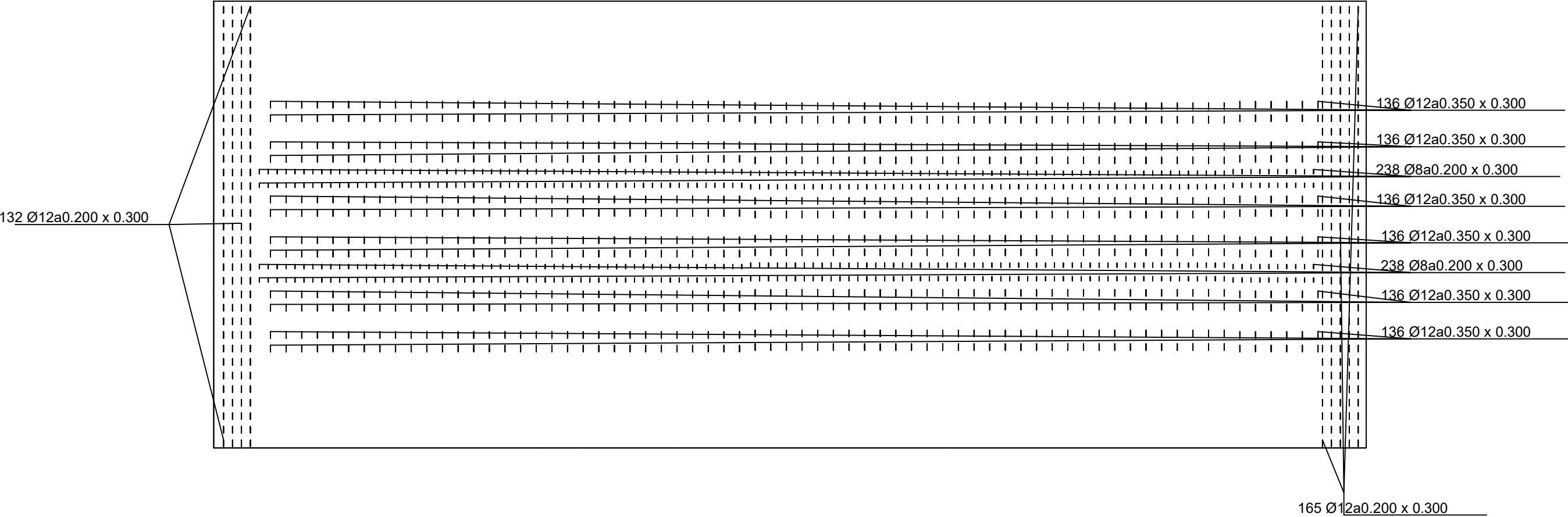


ARMADURA SUPERIOR EN LA LOSA
ESCALA 1:50



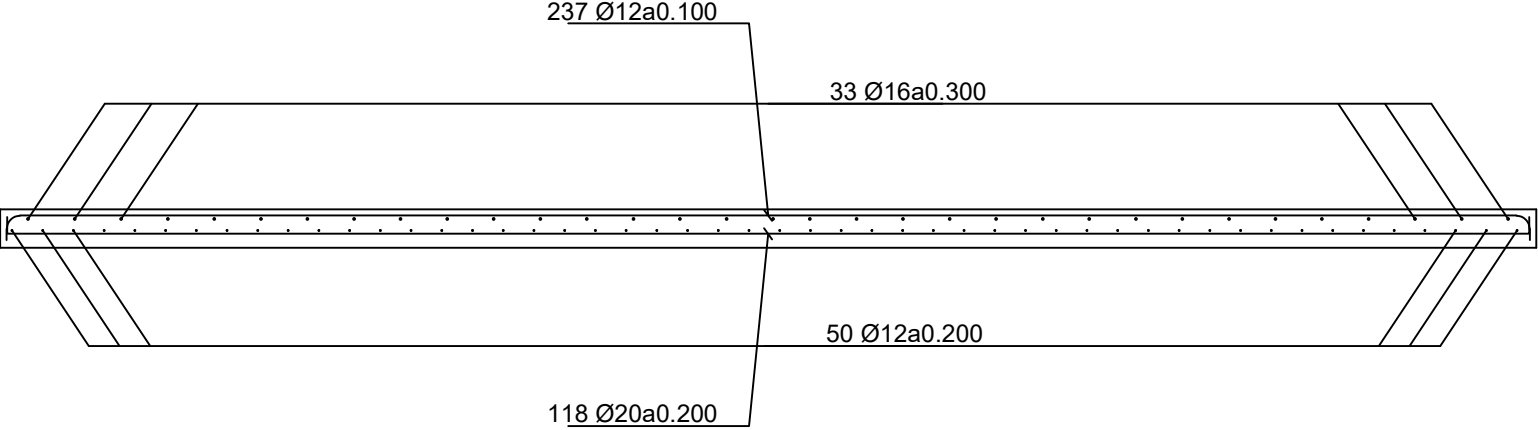
ARMADURA DE CORTANTE EN LA LOSA

ESCALA 1:50



SECCION. ARMADURA DEL TABLERO

ESCALA 1:25



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

**CAMINOS
UPV**

Autor:

BRUNO MARTÍNEZ MELLO COSTA

Título complementario:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PARA LA REPOSICIÓN DEL PASO SUPERIOR SITUADO
EN EL KILOMETRO 383,2 DE LA LÍNEA FERROVIARIA 330 DEL CORREDOR MEDITERRANEO

Escala:

1:50

Designación:

DEFINICIÓN ARMADURA
EN LOSA 2

Número de plano:

11

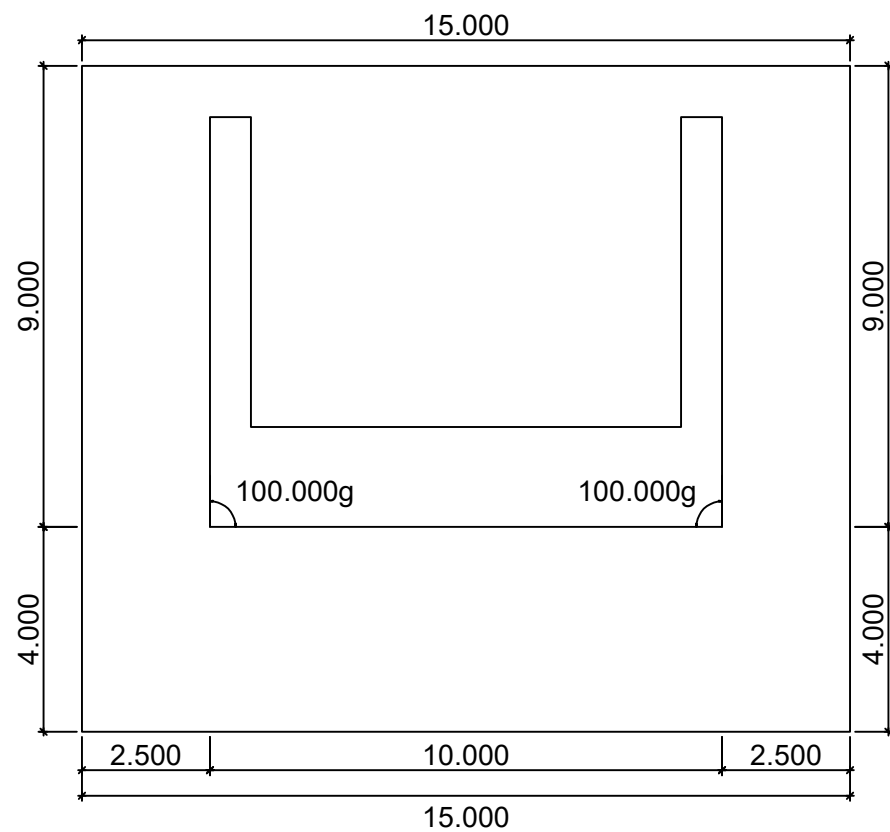
Tamaño:

A3

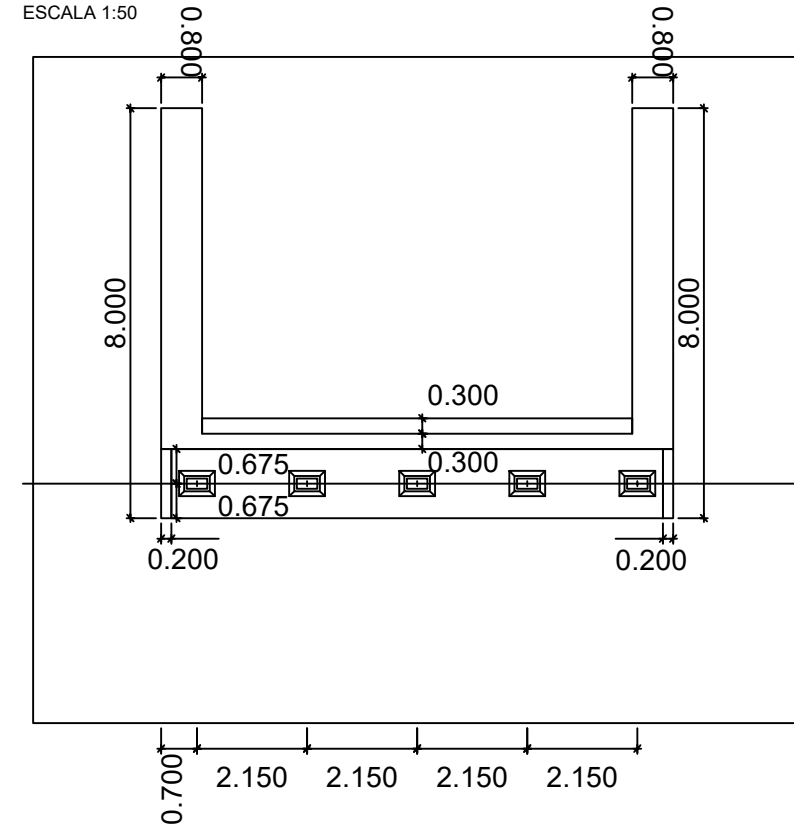
Fecha:

AGOSTO 2026

PLANTA DE LA ZAPATA
ESCALA 1:50



PLANTA DEL ESTRIBO
ESCALA 1:50



UNIVERSITAT
POLITECNICA
DE VALÈNCIA

**CAMINOS
UPV**

Autor:

BRUNO MARTÍNEZ MELLO COSTA

Título complementario:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PARA LA REPOSICIÓN DEL PASO SUPERIOR SITUADO
EN EL KILOMETRO 383,2 DE LA LÍNEA FERROVIARIA 330 DEL CORREDOR MEDITERRANEO

Escala:

1:75

Designación:

PLANTA ESTRIBOS
GEOMETRÍA GENERAL

Número de plano:

12

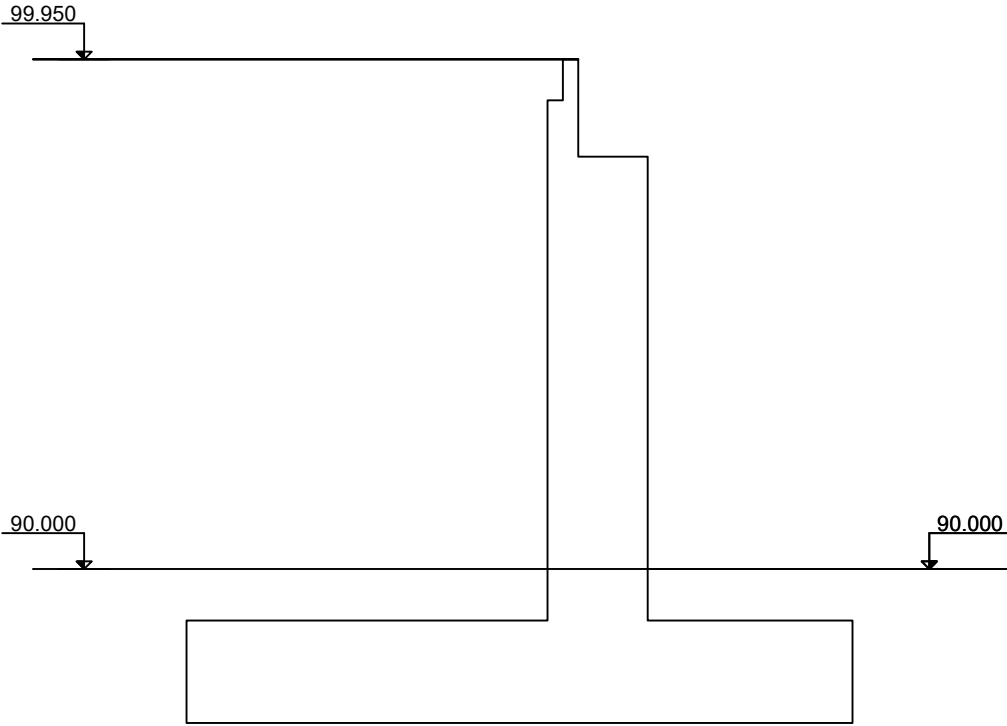
Tamaño:

A3

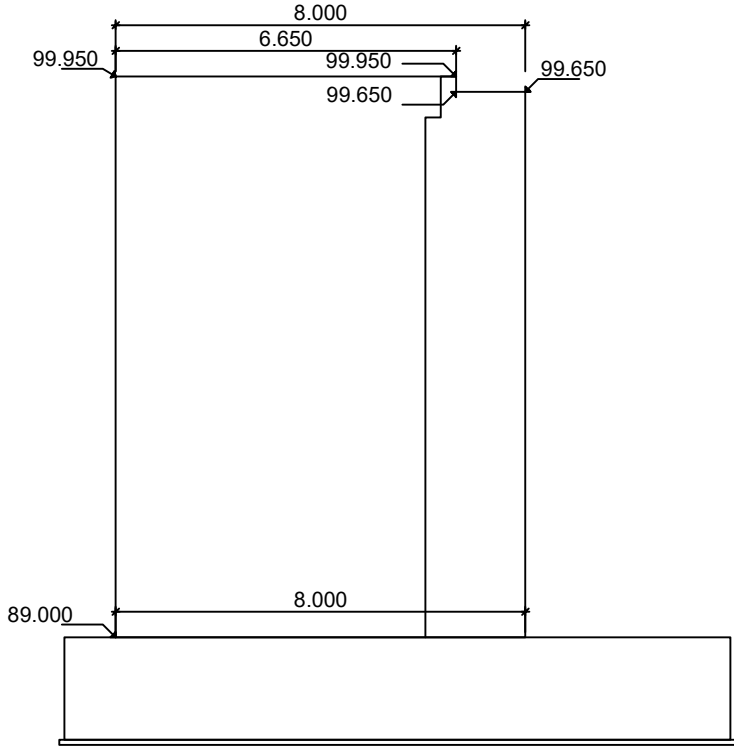
Fecha:

AGOSTO 2026

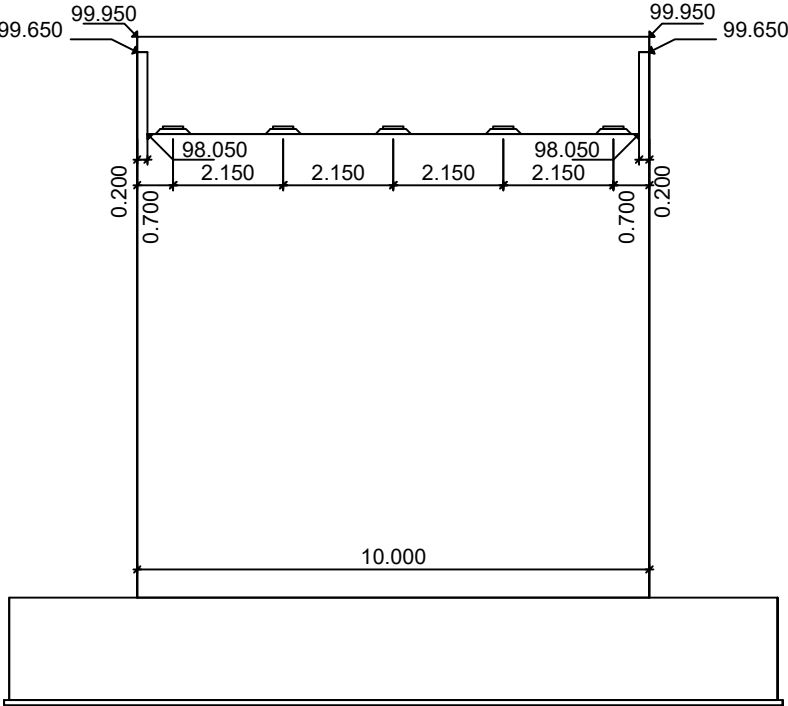
TERRENO
ESCALA 1:50



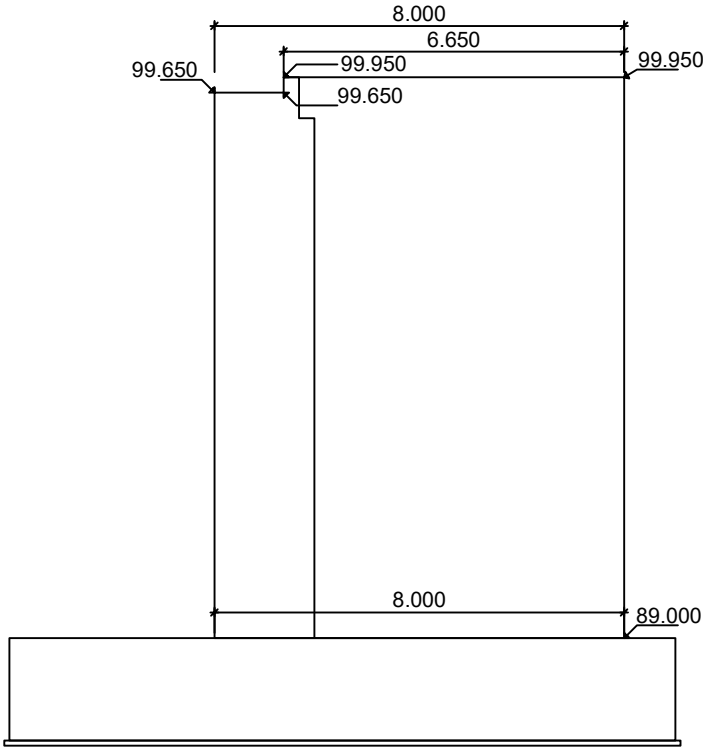
ALZADO ALETA 1
ESCALA 1:50



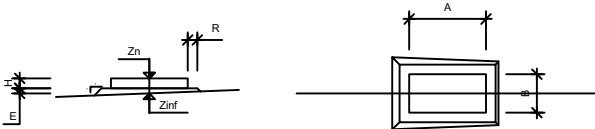
ALZADO FRONTAL
ESCALA 1:50



ALZADO ALETA 2
ESCALA 1:50



APOYOS
ESCALA 1:20

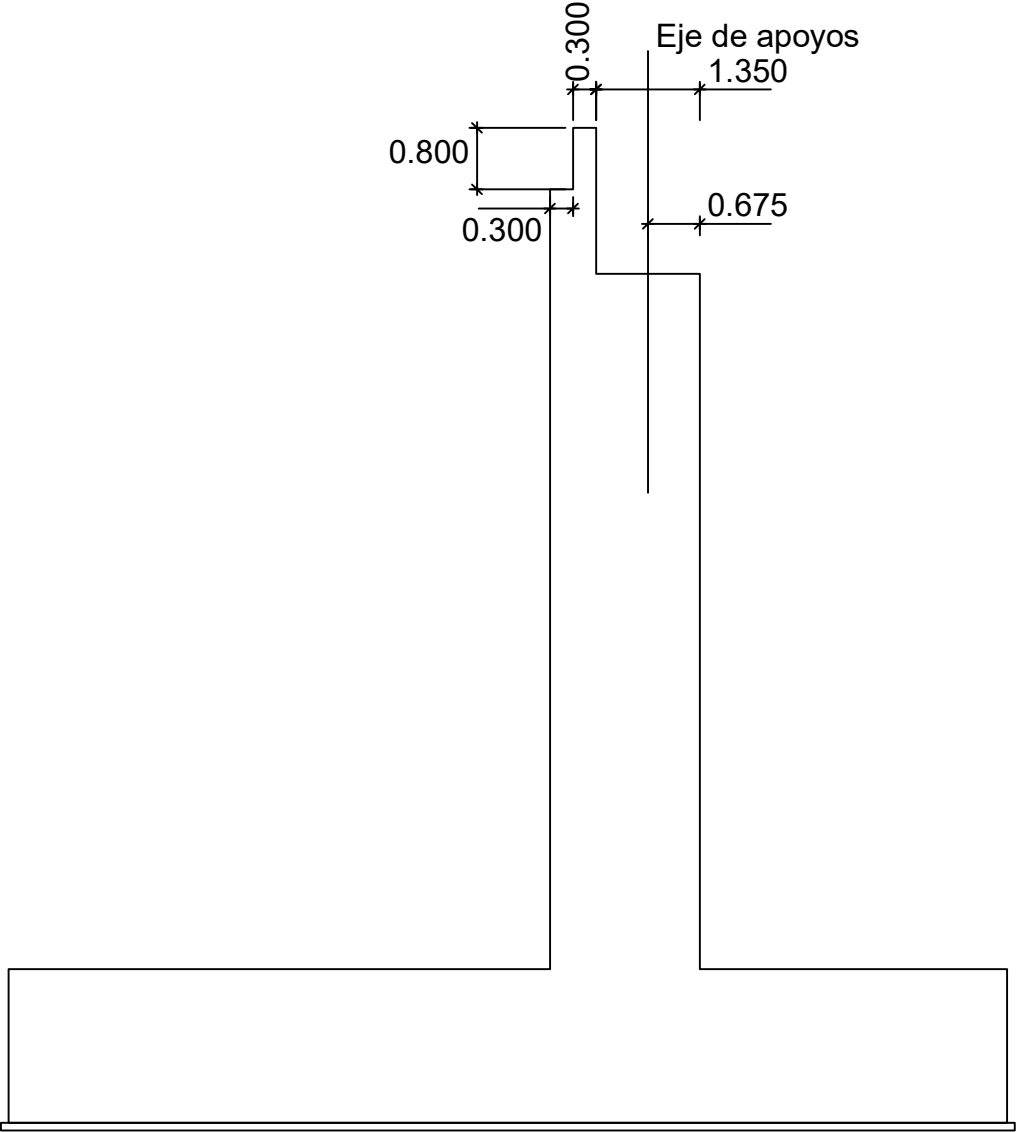


DEFINICION DE LOS APOYOS							
Apoyo	A (m)	B (m)	H (m)	E (m)	R (m)	Zn (m)	Zinf (m)
1	0.400	0.200	0.052	0.098	0.050	98.200	98.050
2	0.400	0.200	0.052	0.098	0.050	98.200	98.050
3	0.400	0.200	0.052	0.098	0.050	98.200	98.050
4	0.400	0.200	0.052	0.098	0.050	98.200	98.050
5	0.400	0.200	0.052	0.098	0.050	98.200	98.050

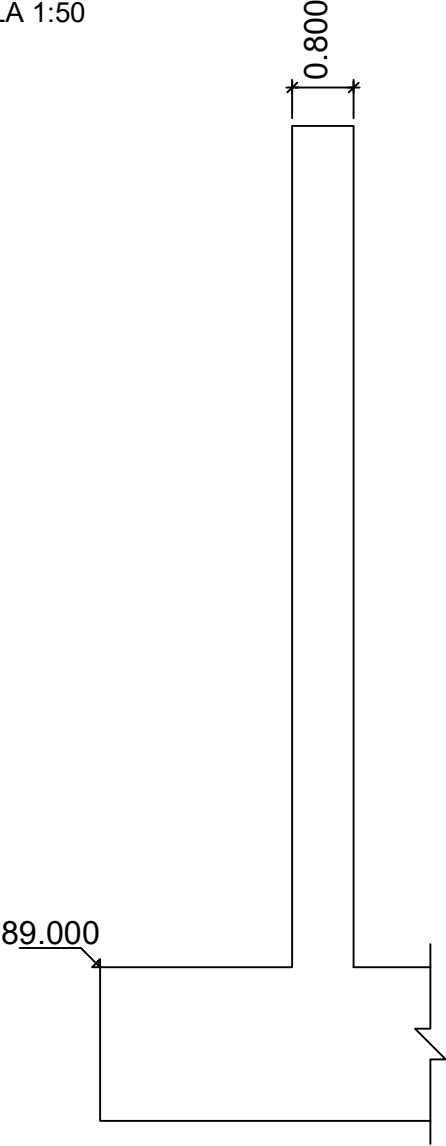
CUADRO DE MATERIALES				
MATERIAL	ELEMENTO	DENOMINACION	RESISTENCIA A COMPRESION (MPa)	DIAMETRO MAXIMO DEL ARIDO (mm)
HORMIGON	ALZADO	C35/45	35.0	20.0
	ZAPATA	C30/37	30.0	20.0
	CAPA DE NIVELACION	C15	15.0	20.0

CUADRO DE MATERIALES			
MATERIAL	ELEMENTO	DENOMINACION	LIMITE ELASTICO (MPa)
ACERO PASIVO	ALZADO	B-500-S	500
	ZAPATA	B-500-S	500

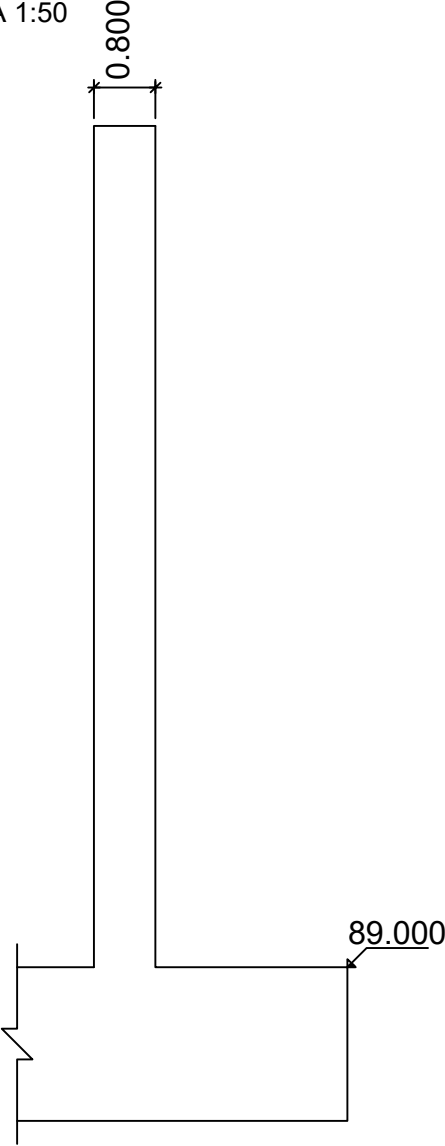
SECCION
ESCALA 1:50



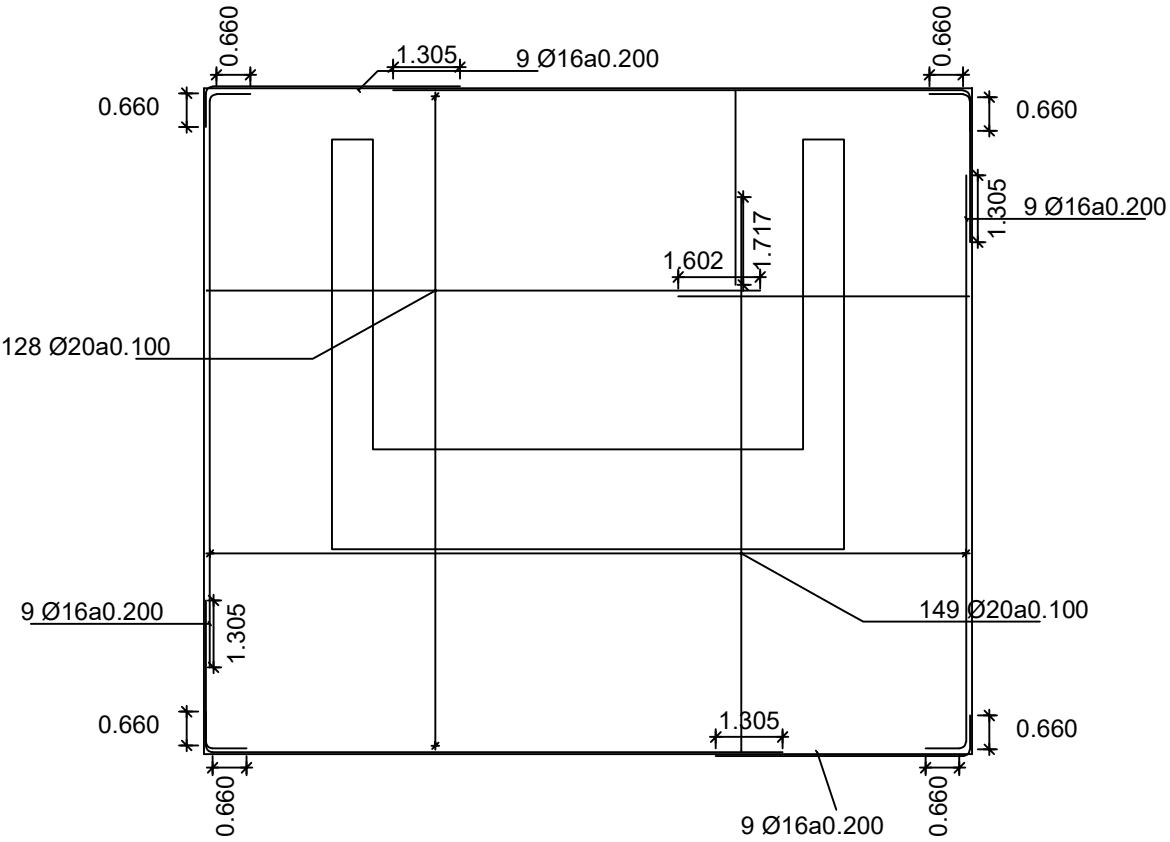
SECCION MURO ALETA 1
ESCALA 1:50



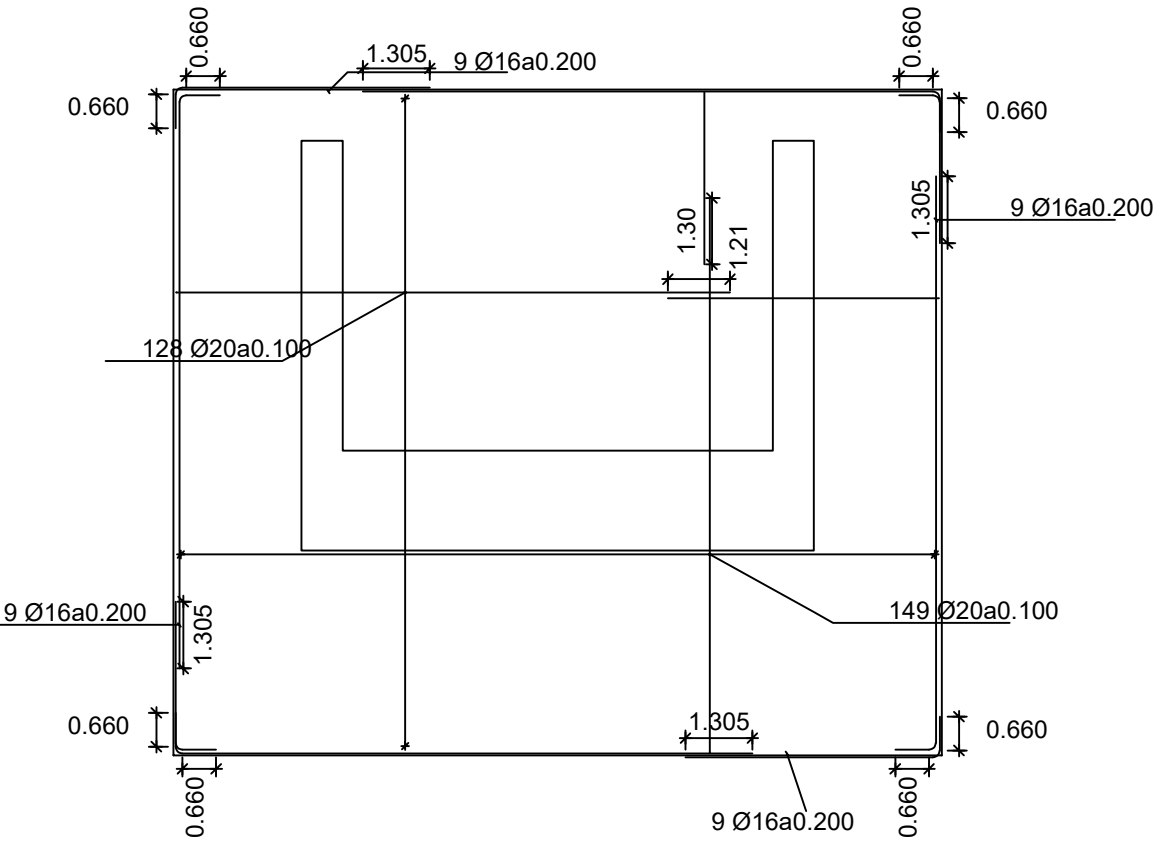
SECCION MURO ALETA 2
ESCALA 1:50



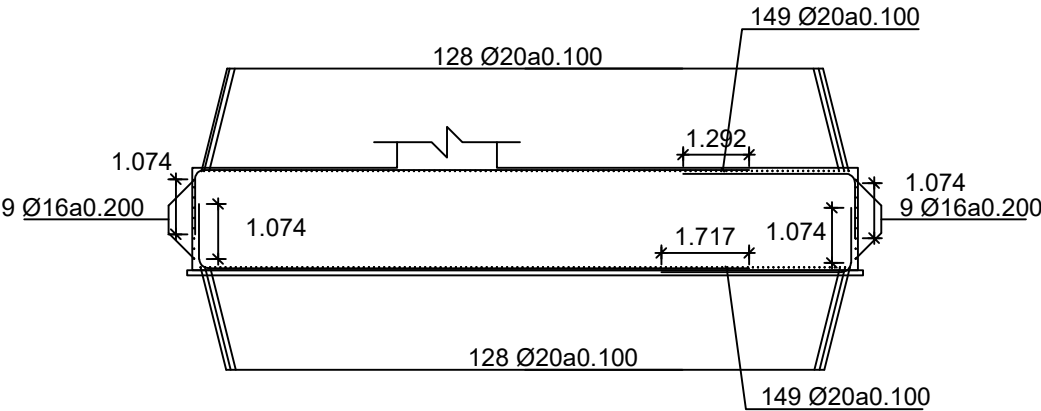
PLANTA ARMADURA INFERIOR ZAPATA
ESCALA 1:75



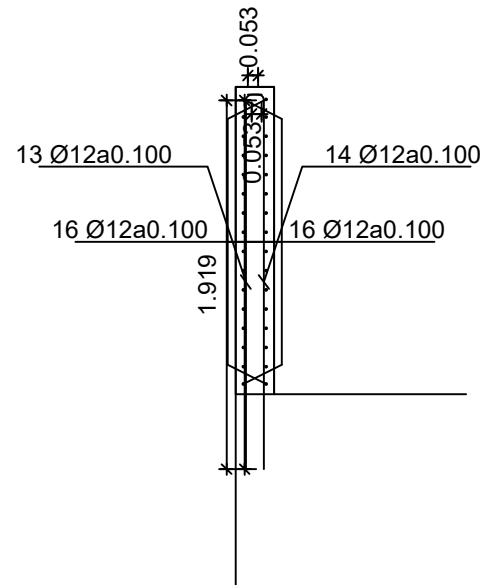
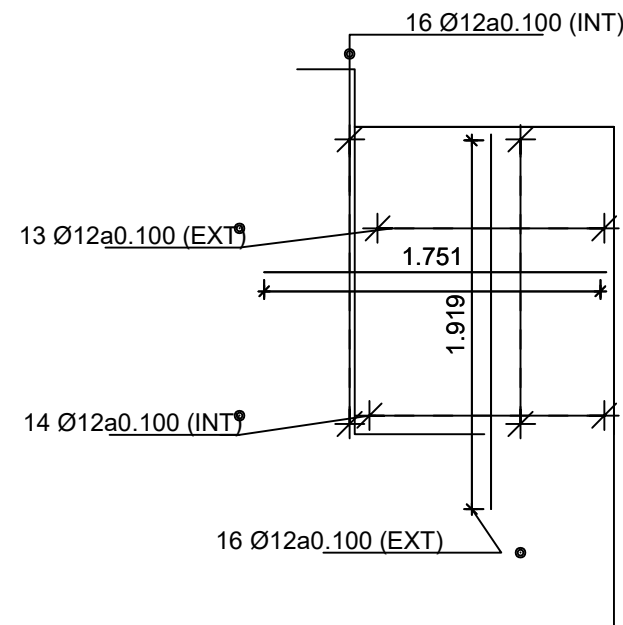
PLANTA ARMADURA SUPERIOR ZAPATA
ESCALA 1:75



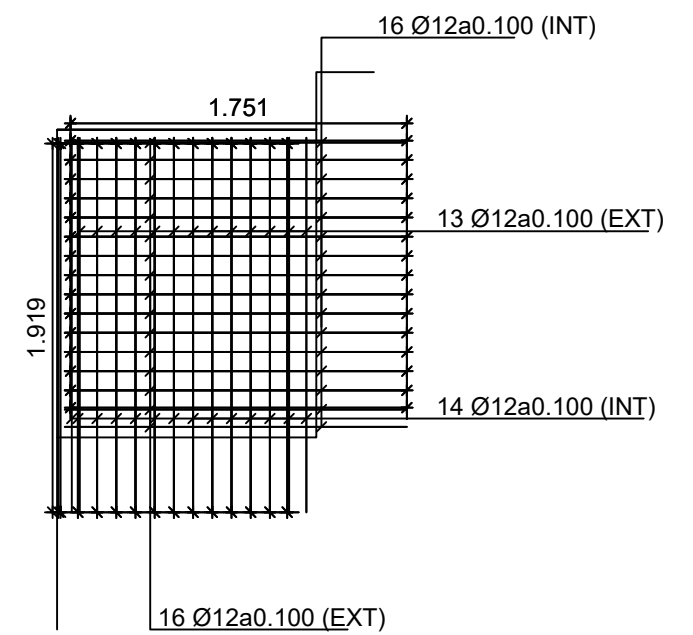
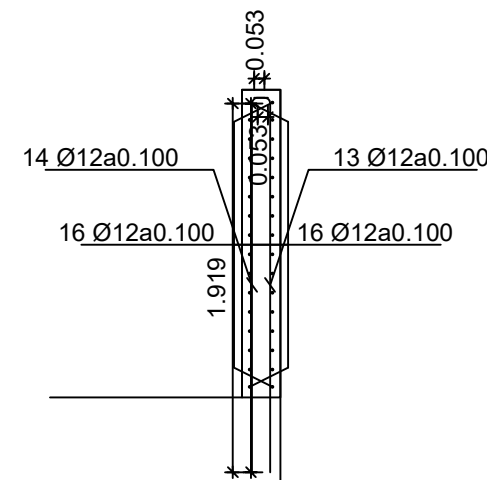
ARMADURA. SECCION ZAPATA A DISTANCIA SOBRE EL EJE X GLOBAL DEL ESTRIBO: 5.000 m
ESCALA 1:75



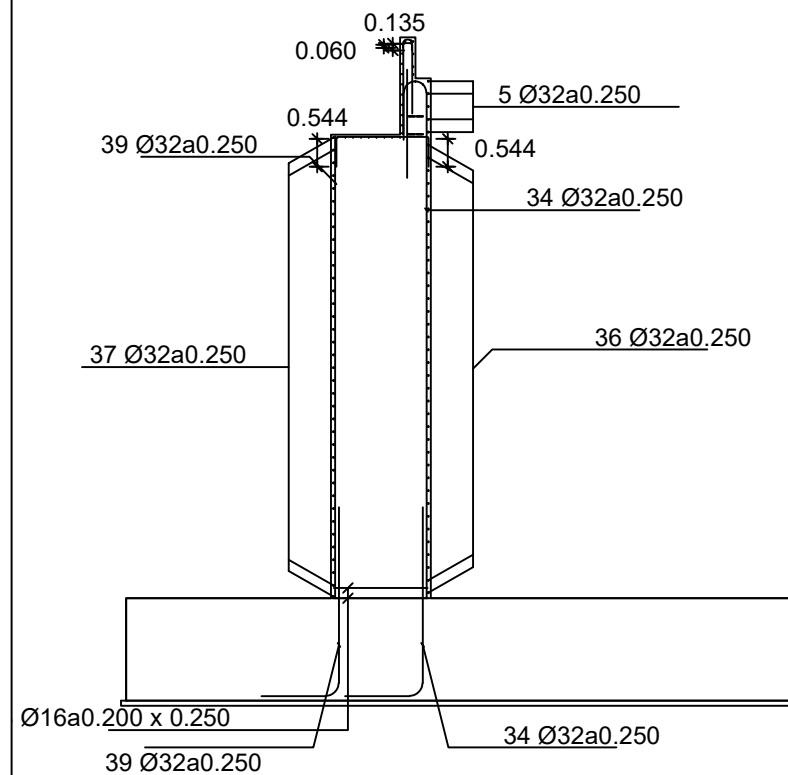
ARMADURA. MURETE LATERAL DEL CARGADERO 1
ESCALA 1:20



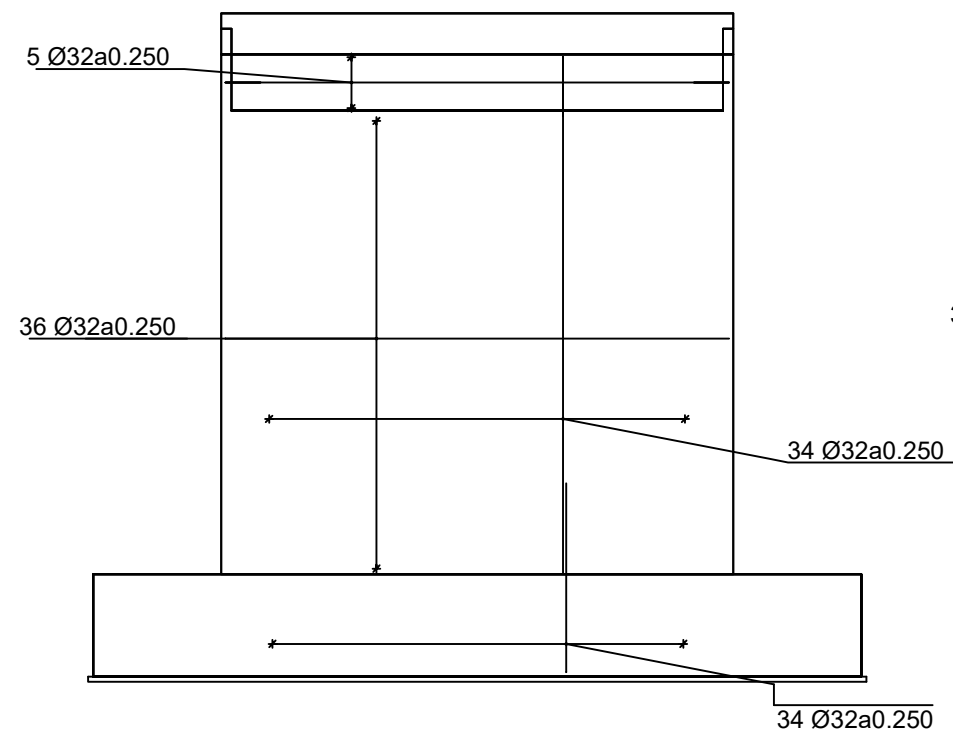
ARMADURA. MURETE LATERAL DEL CARGADERO 2
ESCALA 1:20



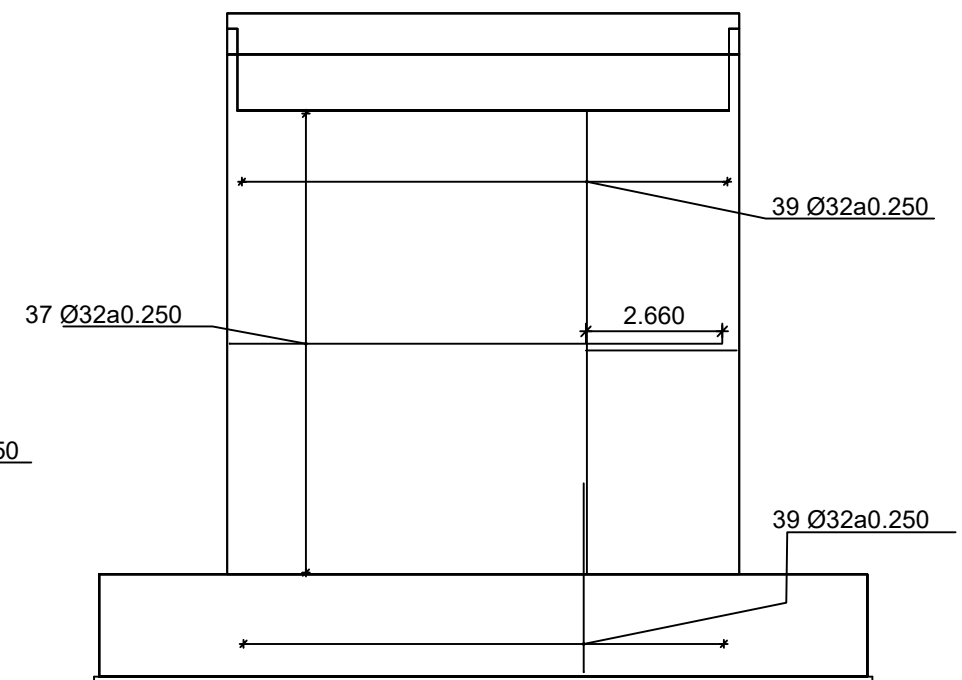
ARMADURA. SECCION DEL MURO
ESCALA 1:75



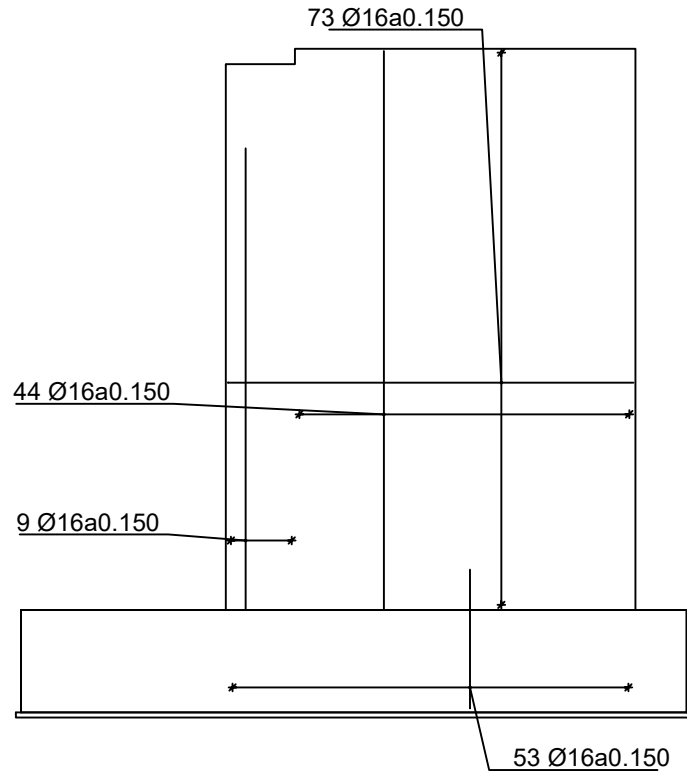
ARMADURA. ALZADO INTERIOR MURO FRONTAL
ESCALA 1:75



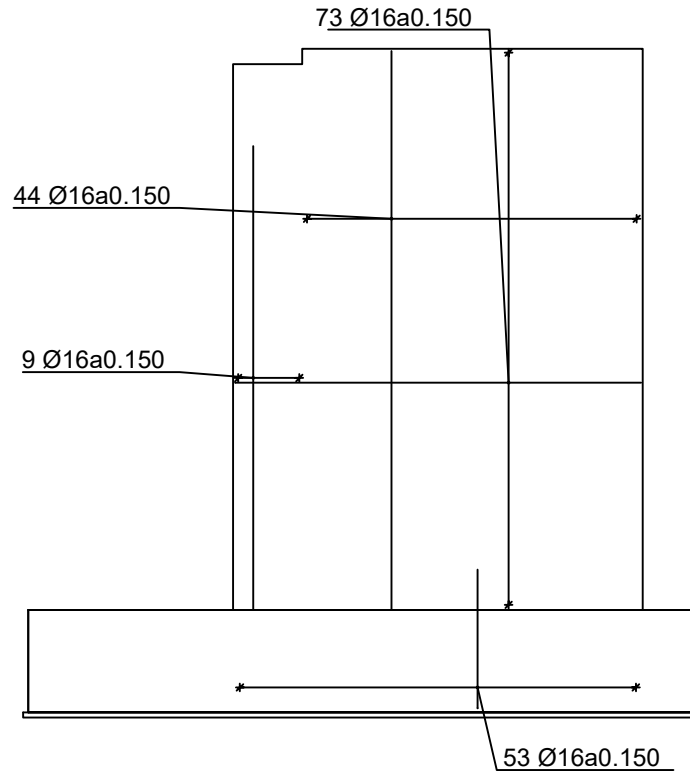
ARMADURA. ALZADO EXTERIOR MURO FRONTAL
ESCALA 1:75



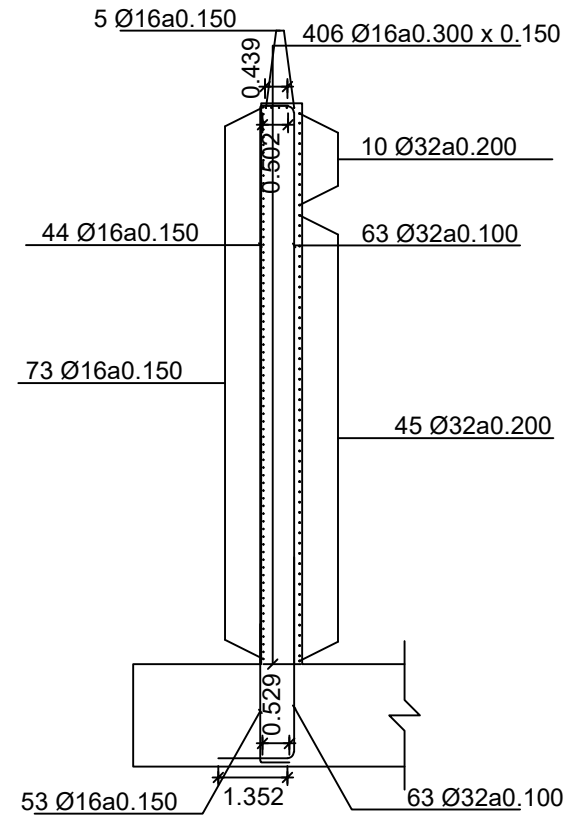
ARMADURA. ALZADO EXTERIOR ALETA 1
ESCALA 1:75



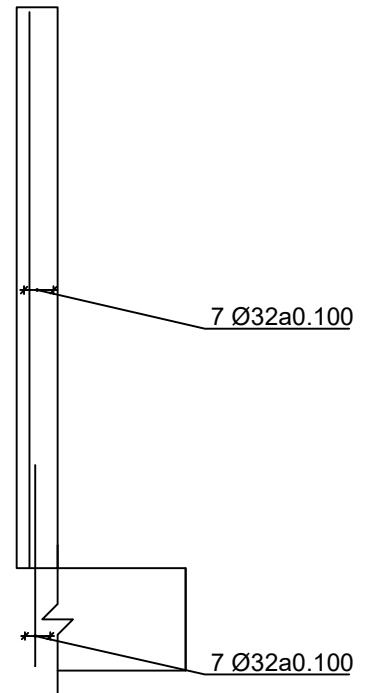
ARMADURA. ALZADO EXTERIOR ALETA 2
ESCALA 1:75



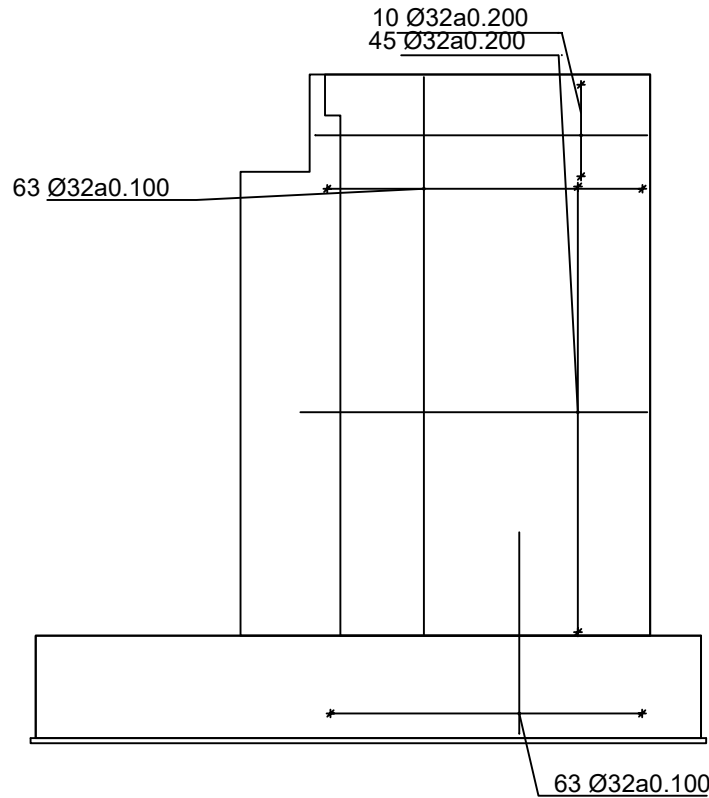
ARMADURA. SECCION MURO ALETA 1
ESCALA 1:75



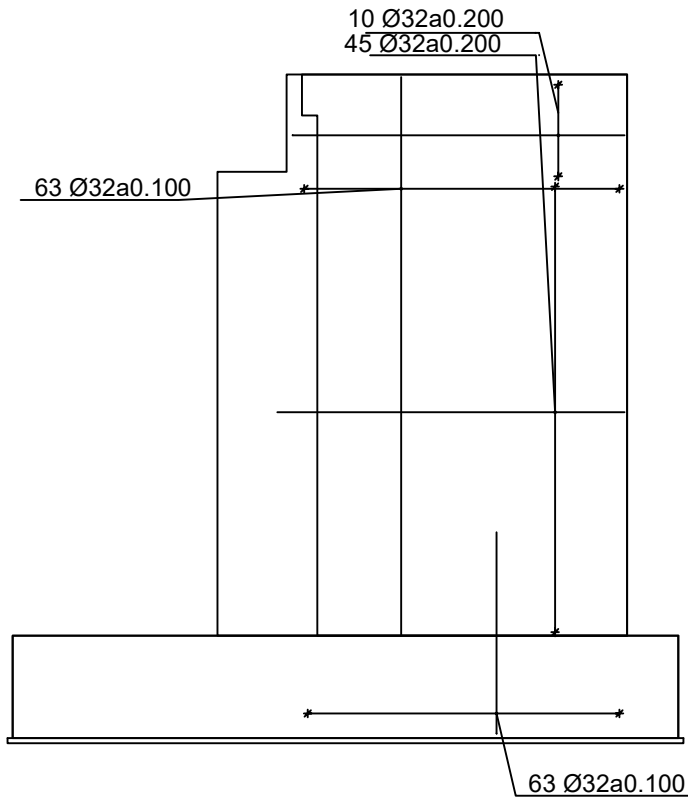
ARMADURA. LATERAL MURO ALETA 1
ESCALA 1:75



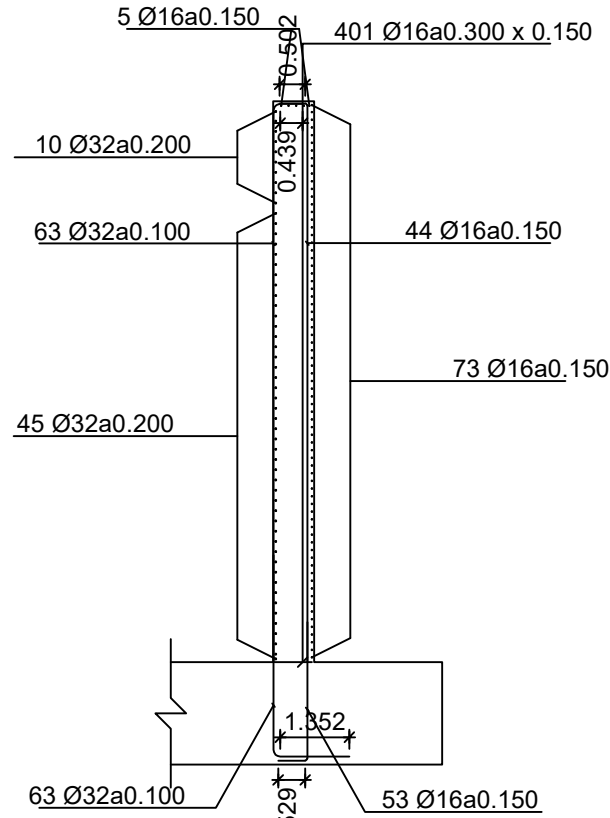
ARMADURA. ALZADO INTERIOR ALETA 1
ESCALA 1:75



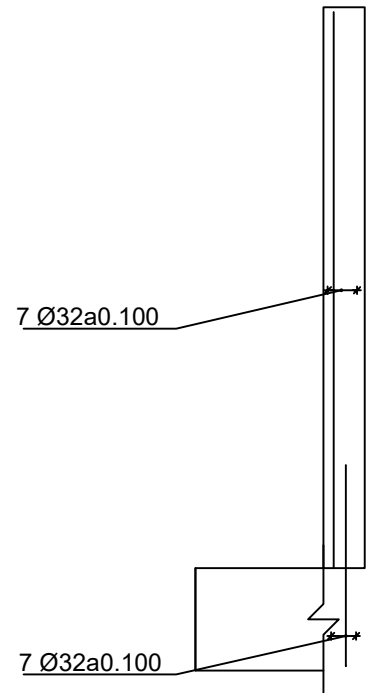
ARMADURA. ALZADO INTERIOR ALETA 2
ESCALA 1:75



ARMADURA. SECCION MURO ALETA 2
ESCALA 1:75



ARMADURA. LATERAL MURO ALETA 2
ESCALA 1:75



UNIVERSITAT
POLITÈCNICA
DE VALÈNCIA

**CAMINOS
UPV**

Autor:

BRUNO MARTÍNEZ MELLO COSTA

Título complementario:

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE PARA LA REPOSICIÓN DEL PASO SUPERIOR SITUADO
EN EL KILOMETRO 383,2 DE LA LÍNEA FERROVIARIA 330 DEL CORREDOR MEDITERRANEO

Escala:

1:50

Designación:

ALETAS
ARMADO ESTRIBOS

Número de plano:

17

Tamaño:
A3

Fecha:

AGOSTO 2026